

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : BOUMEDDANE ABDELMADJID et KHELLADI MALEK

Sujet

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE
D'HABITATION A EL HENAYA – TLEMCCEN –**

Soutenu publiquement, le 05/06/2024, devant le jury composé de :

Mr. CHEKROUNE ABDENASSER	Dr	Université de Tlemcen	Président
Mme. TALEB OUAHIBA	Dr	Université de Tlemcen	Examinatrice
Mr. GHENNANI BOUBKEUR		Université de Tlemcen	Encadrant

Année universitaire : 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude à Dieu le Tout-Puissant pour nous avoir accordé la santé, le courage, la force, la volonté et la patience nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous souhaitons adresser nos plus vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à Monsieur **GHENNANI BOUBKEUR** pour son intérêt, son soutien, sa patience, sa disponibilité et ses précieux conseils tout au long de la réalisation de ce projet.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance envers les membres du jury **Mr. CHEKROUNE ABDENASSER** et **Mme. TALEB OUAHIBA** qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nous saisissons également cette occasion pour remercier les membres de CTC Ouest, en particulier Monsieur **SAIDANI. W** et Monsieur **SELLKA. A**, pour leur soutien, leurs conseils avisés et leur grande bienveillance.

Un grand merci également à l'équipe enseignante du département de Génie Civil pour son rôle dans notre formation tout au long des différents cycles.

Enfin, nous tenons à remercier chaleureusement toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

« و ما توفيقى إلا بالله عليه توكلت و إليه أنيب »

Avant tout, nous exprimons nos sincères remerciements à Allah le Tout-Puissant pour tous ses dons.

Grace à « Dieu » qui m'a tracé le chemin et m'a donné le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à la fin, Du profond de mon cœur, je dédie ce travail à tous ceux qui me sont cher :

- ✓ Je dédie ce travail au premier lieu à mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.
- ✓ Mon frère ABDELHAK
- ✓ Toute la famille : BOUMEDDANE
- ✓ Tous mes amis
- ✓ Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la réussite.
- ✓ Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

BOUMEDDANE ABDELMADJID

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage :

A ma maman et mon père qui m'ont soutenu et encouragé durant ces années d'études.

A mes frères, mes grands parents et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.

A tous ceux que j'aime.

KHELLADI MALEK

Résumé

Ce projet présente une étude d'un bâtiment en béton armé de forme irrégulière à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus neuf étages, implanté à la commune d'EL HENAYA dans la wilaya de TLEMCCEN. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

Ce travail, qui nous a été confié, est constitué d'une étude technique. Elle comprend l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (RPA99 version 2003, B.A.E.L 91 modifié en 99, C.B.A.93).

Le but de cette étude est de modéliser la structure par le programme SAP2000 pour effectuer une conception sismique.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a study of an irregular-shaped reinforced concrete building for residential use consisting of a ground floor plus nine floors, located in the municipality of EL HENAYA in the wilaya of TLEMCCEN. This region is classified in seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

This work, which has been entrusted to us, consists of a technical study. It includes the analysis and sizing of the building while applying the rules of construction in (RPA99 version 2003, B.A.E.L 91 modified in 99 C.B.A.93).

The aim of this study is to model the structure by the SAP2000 program to perform a seismic design.

Keywords: Building, Reinforced concrete, SAP2000, RPA99 modified 2003, BAEL91 modified 99.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة لمبنى خرساني مسلح غير منتظم الشكل للاستخدام السكني يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق، يقع في بلدية الحناية في ولاية تلمسان. هذه المنطقة مصنفة في المنطقة الزلزالية الأولى حسب المركز الوطني للبحث المطبق في مقاومة الزلازل.

ويتألف هذا العمل، الموكل إلينا، من دراسة تقنية ويشمل تحليل المبنى وأبعاده أثناء تطبيق قواعد التشييد السارية (RPA99 version 2003, B.A.E.L 91 modifié en 99, C.B.A.93).

الهدف من هذه الدراسة هو تصميم الهيكل من خلال برنامج ساب 2000 لإجراء تصميم زلزالي.

الكلمات المفتاحية: العمارة، الخرسانة المسلحة، SAP2000، RPA99V2003، BAEL91 modifié 99.

Sommaire

Remerciement.....	
Dédicaces	
Résumé.....	
Sommaire	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations :.....	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Présentation du projet	2
I.1 Introduction :.....	3
I.2 Présentation et implantation du projet :	3
I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :	3
I.4 Caractéristiques structurels :	3
I.5 Type de coffrage utilisé:	4
I.6 Caractéristiques géotechniques du sol :	4
I.7 Règlementation et normes utilisés:.....	4
I.8 Hypothèse de calcul à L'ELU :.....	5
I.9 Hypothèse de calcul à L'ELS:.....	5
I.10 Caractéristiques mécaniques des matériaux:	6
I.10.1 Le béton:.....	6
I.10.1.1 La résistance caractéristique à la compression :	6
I.10.1.2 Résistance du béton à la traction :.....	6
I.10.1.3 Déformations longitudinales du béton :	6
I.10.1.4 Coefficient de poisson :	6
I.10.1.5 Module d'élasticité transversale :	7
I.10.1.6 Contraintes limites :	7

I.10.1.7	Protection des armatures :	8
I.10.2	L'acier :	8
I.10.2.1	Différents types d'aciers :	8
I.10.2.2	Caractères mécaniques :	8
I.10.2.3	Contraintes limites :	8
I.10.2.4	Limite d'élasticité:	9
I.10.2.5	Contrainte limite de cisaillement :	9
I.11	Actions et sollicitations :	10
I.11.1	Les actions :	10
I.11.2	Sollicitations :	10
I.11.3	Combinaisons de calcul :	10
I.12	Les données de calcul :	10
I.13	Conclusion:	11
Chapitre II : Prédimensionnement et Descente des charge.....		12
II.1	INTRODUCTION :	13
II.2	Prédimensionnement :	13
II.2.1	Prédimensionnement du plancher (en corps creux) :	13
II.2.2	Prédimensionnement des poutres :	13
II.2.2.1	Les poutres principales :	13
II.2.2.2	Les poutres secondaires:	14
II.2.3	Prédimensionnement des poteaux:	14
II.2.4	Prédimensionnement des voiles de contreventements:	16
II.3	Descente de charge :	17
II.3.1	Plancher terrasse inaccessible :	17
II.3.2	Plancher étage courant et Rez de chaussée :	18
II.3.3	Balcon :	19
II.3.4	Maçonnerie :	19

II.3.4.1	Maçonnerie intérieure :.....	19
II.3.4.2	Maçonnerie extérieure :.....	20
II.4	Conclusion:.....	20
Chapitre III	: Etude des éléments secondaires	21
III.1	Introduction :	22
III.2	Etude du plancher:.....	22
III.2.1	Dimensionnement des poutrelles :	22
III.2.2	Etude du plancher à corps creux :	22
III.2.3	Les types des poutrelles :	23
III.2.4	Détermination des efforts internes :	23
III.2.5	Ferraillage des poutrelles (flexion simple) :.....	29
III.2.5.1	Calcul Ferraillage longitudinal :	29
III.2.5.2	Vérification au cisaillement :.....	32
III.2.5.3	Diamètre des armatures transversales :.....	32
III.2.5.4	Vérification au glissement:.....	33
III.2.5.5	Vérification de la flèche :.....	33
III.2.5.6	Ancrage des barres :.....	34
III.2.5.7	Ferraillage de la dalle de compression :.....	35
III.3	Balcon :.....	36
III.3.1	Les Types des balcons:.....	37
III.3.2	Prédimensionnement :	37
III.3.3	Charges et surcharges supportées par le balcon :.....	37
III.3.4	Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :.....	38
III.3.5	Détermination du ferraillage :	38
III.3.5.1	Calcul des armatures longitudinales :	38
III.3.5.2	Vérification au cisaillement :.....	40
III.3.5.3	Vérification de la flèche :.....	40

III.4	L'Acrotère :	40
III.4.1	Charges horizontales :	41
III.4.2	Evaluation des sollicitations :	41
III.4.3	Excentricité :	42
III.4.4	Calcul de ferrailage :	42
III.5	Escalier :	45
III.5.1	Dimensionnement des escaliers :	46
III.5.1.1	L'inclinaison de la paillasse :	47
III.5.1.2	L'épaisseur de la paillasse (<i>ev</i>) :	47
III.5.1.3	L'épaisseur de palier (<i>ep</i>) :	47
III.5.2	Evaluation des charges et surcharge des escaliers :	48
III.5.3	Combinaison d'action :	49
III.5.4	Schémas statique des escaliers :	49
III.5.5	Détermination des efforts internes des escaliers :	50
III.5.6	Ferrailage des escaliers :	51
III.5.6.1	Calcul des armatures longitudinales :	51
III.5.6.2	Vérification au cisaillement :	54
III.6	Etude de la poutre palière :	54
III.6.1	Prédimensionnement :	54
III.6.2	Descente de charge :	55
III.6.3	Calcul de ferrailage :	55
III.6.3.1	Calcul des armatures longitudinales :	55
III.6.3.2	Vérification au cisaillement :	57
III.6.3.3	Vérification de la flèche :	57
III.6.3.4	Diamètre des armatures transversales :	57
III.7	Ascenseur :	58
III.7.1	Charges et surcharges supportées par la dalle :	59

III.7.1.1	Charge et surcharge de la dalle :	59
III.7.1.2	Charge et surcharge de la machine :	60
III.7.2	Moments fléchissant :	60
III.7.2.1	Sous la charge répartie :	60
III.7.2.2	Sous la charge concentrée :	61
III.7.2.3	Superposition des moments fléchissant :	63
III.7.2.4	Calcul des moments fléchissant réels :	64
III.7.3	Calcul du ferrailage de la dalle:	65
III.7.4	Vérification au poinçonnement :	66
III.7.5	Vérification de la nécessité d'armatures transversales :	66
III.7.5.1	Calcul de la contrainte admissible :	67
III.7.5.2	Calcul de l'effort tranchant :	67
III.7.5.3	Superposition des efforts tranchants:	68
III.7.5.4	La contrainte tangente:	68
III.8	Conclusion :	68
Chapitre IV : Etude dynamique		69
IV.1	Introduction :	70
IV.2	Objectifs de l'étude dynamique:	70
IV.3	Modélisation de la structure :	70
IV.4	Méthode de calcul :	71
IV.4.1	La méthode statique équivalente :	71
IV.4.2	La méthode d'analyse modale spectrale :	71
IV.4.3	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	71
IV.4.4	Choix de la méthode :	72
IV.5	Combinaison d'action :	72
IV.6	Calcul de la force sismique totale V:	72
IV.6.1	Estimation de la période fondamentale de la structure :	72

IV.6.2	La disposition des voiles :	73
IV.6.3	Coefficient d'accélération A :	74
IV.6.4	Coefficient de comportement global de la structure (R) :	74
IV.6.5	Facteur d'amplification dynamique moyen (D):	74
IV.6.6	Facteur de qualité (Q) :	75
IV.6.7	Le poids total de la structure (WT):	77
IV.6.8	Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :	78
IV.7	Participation massique :	78
IV.8	Vérifications :	79
IV.8.1	Vérification de l'effort tranchant à la base :	79
IV.8.2	Justification de l'effort normal réduit:	79
IV.8.3	Vérification des déplacements:	80
IV.8.4	Vérification de l'effet P-Delta:	81
IV.8.5	Vérification au renversement:	82
IV.8.6	Vérification du coefficient de comportement R:	82
IV.9	Méthode dynamique modale spectrale :	83
IV.9.1	Spectre de réponse:	84
IV.9.2	Résultante des forces sismiques de calcul :	84
IV.10	Conclusion :	85
Chapitre V : Etude des éléments structuraux		86
V.1	Introduction :	87
V.2	Etude des poteaux :	87
V.2.1	Introduction :	87
V.2.2	Combinaisons des charges :	87
V.2.3	Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	87
V.2.4	Sollicitations à considérer :	88
V.2.5	Calcul du ferrailage longitudinal :	89

V.2.6	Vérification de ferrailage longitudinal:.....	91
V.2.7	Calcul du ferrailage transversal :.....	92
V.2.8	Vérification à l'ELS :	95
V.2.9	Schéma du ferrailage :.....	96
V.3	Etude des poutres :.....	98
V.3.1	Introduction :.....	98
V.3.2	Combinaisons des charges :	98
V.3.3	Recommandations du RPA99 version 2003 :	98
V.3.4	Sollicitations dans les poutres :.....	98
V.3.5	Calcul des poutres principales :.....	99
V.3.5.1	Calcul des armatures longitudinales :.....	99
V.3.5.2	Vérification au cisaillement :.....	101
V.3.5.3	Diamètre des armatures transversales :	101
V.3.6	Calcul des poutres secondaires :.....	102
V.3.6.1	Calcul des armatures longitudinales :.....	102
V.3.6.2	Vérification au cisaillement :.....	104
V.3.6.3	Diamètre des armatures transversales :	104
V.3.7	Calcul des bandes noyées :.....	105
V.3.7.1	Calcul des armatures longitudinales :.....	105
V.3.7.2	Vérification au cisaillement :.....	107
V.3.7.3	Diamètre des armatures transversales :	107
V.3.8	Tableau récapitulatif des poutres :	108
V.3.9	Schéma du ferrailage :.....	108
V.4	Étude des voiles:.....	110
V.4.1	Introduction :.....	110
V.4.2	Combinaison des charges :.....	110
V.4.3	La disposition des voiles :.....	110

V.4.4	Pré dimensionnement des voiles :	111
V.4.5	Calcul des voiles :	111
V.4.6	La méthode de calcul :	111
V.4.7	Vérification de la contrainte de cisaillement:	112
V.4.8	Exemple de calcul :	112
V.4.8.1	Déterminations des sollicitations :	113
V.4.8.2	Armatures verticales :	113
V.4.8.3	Armatures horizontales :	113
V.4.8.4	Diamètre max des armatures :	113
V.4.8.5	Espacement:	113
V.5	Conclusion :	114
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure		115
VI.1	Introduction :	116
VI.2	La stabilité des fondations :	116
VI.3	Choix de type de fondations :	116
VI.4	Etude du radier:	116
VI.4.1	Prédimensionnement du radier:	117
VI.4.2	Vérification au poinçonnement:	117
VI.4.3	Vérification de la contrainte du sol :	118
VI.4.4	Les différentes sollicitations:	119
VI.4.5	Ferraillage du radier:	121
VI.4.5.1	Ferraillage de la dalle :	121
VI.4.5.1.1	ELU :	121
VI.4.5.1.2	Vérification à l'ELS :	123
VI.4.5.1.3	Vérification au cisaillement :	124
VI.4.5.2	Ferraillage de la nervure :	124
VI.4.5.2.1	ELU :	124
VI.4.5.2.2	Vérification à l'ELS :	125

VI.4.5.2.3 Vérification au cisaillement :.....	126
VI.4.5.2.4 Calcul de l'espacement :.....	126
VI.4.5.2.5 Diamètre des armatures transversales :.....	126
VI.5 Conclusion :.....	127
Conclusion générale :.....	128
Références bibliographiques	129
Mémoire de fin d'études :.....	129
Annexes	131
Annexe « A » : Les plans architecturaux	132
Annexe « B »: Les plans génie civil.....	140

Liste des tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du bâtiment.....	3
Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges.	7
Tableau I.3 : Les hypothèses de calcul.	10
Tableau II.1 : Les sections des poteaux.....	16
Tableau II.2: Dimensions des voiles.	17
Tableau II.3: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.	18
Tableau II.4: Descente de charge du plancher étage courant.	18
Tableau II.5: Descente de charge du balcon.....	19
Tableau II.6: Descente de charge de la maçonnerie intérieure.....	19
Tableau II.7: Descente de charge de la maçonnerie extérieure.	20
Tableau III.1: Evaluation des charges.	22
Tableau III.2: les moments et efforts tranchants type 1.	28
Tableau III.3: les moments et efforts tranchants type 2.	28
Tableau III.4: les moments et efforts tranchants type 3.	28
Tableau III. 5: les moments et efforts tranchants type 4.	29
Tableau III.6: les moments et efforts tranchants type 5.	29
Tableau III.7: les moments et efforts tranchants type 6.	29
Tableau III.8: les moments et efforts tranchants type 7.	29
Tableau III.9: Récapitulation du ferrailage des poutrelles.	35
Tableau III.10: Récapitulation des moments et des efforts tranchants de balcon.	38
Tableau III.11: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon.	40
Tableau III.12: Les charges de l'acrotère.	41
Tableau III.13: évaluation des sollicitations.	42
Tableau III.14: Descente de charge de Palier.....	48
Tableau III.15: Descente de charge de Volée (paillasse).	48

Tableau III.16: Dimension des différents types des escaliers.	48
Tableau III.17: Evaluation des charges et des surcharges pour les différents types des escaliers.	49
Tableau III.18: Combinaison d'action pour le palier et la paillasse.....	49
Tableau III.19: Les efforts internes des 3 types des escaliers.	51
Tableau III.20: Ferrailage adopté dans les différents types d'escaliers.	54
Tableau III.21: charges et surcharges en ELU et ELS.	55
Tableau III.22: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière.....	55
Tableau III.23: Charges et surcharge de la dalle.	59
Tableau III.24: Charges et surcharge de la machine.	60
Tableau III.25: les valeurs de μ_x et μ_y	60
Tableau III.26: Résultats de calcul.	63
Tableau III.27: Moment fléchissant de la dalle pleine.	64
Tableau III.28 : Ferrailage calculé en appui et en travée sens (x-x).	65
Tableau III.29: Ferrailage calculé en appui et en travée sens (y-y).	65
Tableau III.30: Récapitulation des espacements.	65
Tableau III.31: Les contraintes dans le béton.	66
Tableau IV.1: Périodes et masses modales de la structure.	75
Tableau IV.2: Pénalité en fonction des critères de qualité q.	77
Tableau IV.3: Poids des différents étages de la structure.	78
Tableau IV.4: Participation massique.....	79
Tableau IV.5: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.	80
Tableau IV.6: Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=5).....	80
Tableau IV.7: Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R= 5).....	81
Tableau IV.8: Vérification de l'effet P- Δ suivant x.....	81
Tableau IV.9: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y.....	82
Tableau IV.10: Les forces sismiques par SAP2000.	83

Tableau IV.11: Les efforts tranchants des voiles par SAP2000.	83
Tableau IV.12: Les efforts normaux des voiles par SAP2000.	83
Tableau IV.13: L'effort normal global des voiles par SAP2000.	83
Tableau IV.14: Les réactions à la base obtenue par SAP2000.	85
Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismiques.	85
Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes.	88
Tableau V.2: Sollicitations des poteaux.	88
Tableau V.3: Ferrailage des poteaux avec la sollicitation la plus défavorable.	90
Tableau V.4: Ferrailage longitudinal des poteaux.	91
Tableau V.5: Récapitulatif Ferrailage longitudinal des poteaux.	91
Tableau V.6: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.	92
Tableau V.7: Ferrailage transversal des poteaux.	94
Tableau V.8: La longueur de la zone nodale.	94
Tableau V.9: Vérification à l'ELS.	96
Tableau V.10: Sollicitations dans les poutres.	99
Tableau V.11: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.	108
Tableau V.12: Les dimensions des voiles.	111
Tableau V.13: Vérification des voiles au cisaillement.	112
Tableau V.14: Sollicitations dans les voiles du RDC.	113
Tableau V.15: Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile.	114
Tableau VI.1: les sollicitations de la dalle.	120
Tableau VI.2: Les sollicitations de la nervure.	121
Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	124
Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.	124
Tableau VI.5 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.	126
Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage de la nervure.	127

Liste des figures

Figure I.1: Diagramme des déformations limites de la section.....	5
Figure I.2 : Diagramme déformation contrainte du béton.....	7
Figure I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	8
Figure I.4 : Diagramme déformation contrainte d'acier.....	9
Figure II.1: Coupe d'un voile de contreventement en élévation.....	16
Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible.....	17
Figure II.3: Plancher étage courant.....	18
Figure II.4: Dalle de balcon.....	19
Figure II.5: Coupe transversale des murs intérieurs.....	19
Figure II.6: Coupe transversale du Mur extérieur (double paroi).....	20
Figure III.1: Dimensions de la poutrelle.....	22
Figure III.2: les types des poutrelles.....	23
Figure III.3: Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés.....	25
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.....	25
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés par le SAP 2000.....	25
Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP 2000.....	26
Figure III.7: Diagramme des moments de service trouvés.....	27
Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés.....	27
Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000.....	28
Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000.....	28
Figure III.11: Ancrage des armatures.....	34
Figure III.12: Schéma des ferrailages des poutrelles en appui.....	36
Figure III.13: Schéma des ferrailages des poutrelles en travée.....	36
Figure III.14: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	36
Figure III.15: Schéma d'un balcon.....	37

Figure III.16 : Schéma statique de balcon.....	37
Figure III.17: Ferrailage du balcon.....	40
Figure III.18: Dimension de l'acrotère.....	41
Figure III.19: Schéma Statique.....	42
Figure III.20: Ferrailage de l'acrotère.....	45
Figure III.21: Schéma d'un escalier.....	46
Figure III.22: Schémas statique des types d'escaliers.....	50
Figure III.23: Schéma statique d'escalier type 01.....	50
Figure III.24: Moment fléchissant ELU Selon SAP 2000.....	50
Figure III.25: Effort tranchant ELU Selon SAP 2000.....	51
Figure III.26: Moment fléchissant ELS Selon SAP 2000.....	51
Figure III.27: Effort tranchant ELS Selon SAP 2000.....	51
Figure III.28: Schéma du ferrailage d'escaliers type 1.....	54
Figure III.29: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	58
Figure III.30: Schéma d'un ascenseur.....	59
Figure III.31: Zone d'impact.....	61
Figure III.32: Dimensions de la charge concentrée.....	61
Figure IV.1 : Modèle de la structure.....	71
Figure IV.2: Disposition 1 (Sans voiles).....	73
Figure IV.3: Disposition 2 (avec voile).....	74
Figure IV.4: Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE ».....	84
Figure V.1: Zone nodale.....	94
Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.....	97
Figure V.3: Ferrailage des poutres.....	110
Figure V.4: Disposition des voiles.....	111
Figure V.5: dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	114

Figure VI.1: Schéma du Radier.	116
Figure VI.2: Radier général.	118
Figure VI.3: Le déplacement max du radier «SAFE ».	119
Figure VI.4: Moments M_{11} à ELU.	120
Figure VI.5: Moments M_{22} à ELU.	120
Figure VI.6 : Ferrailage des nervures.	127

Liste des notations :

G : Charges permanentes
Q : Charges d'exploitations
RPA : Le règlement parasismique Algérien.
E : Action accidentelle.
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.
 σ_{bc} : Contrainte du béton.
 $\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier
 σ_{st} : Contrainte d'acier
 $\overline{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
 f_{bc} : Contrainte de calcul
 f_{cj} : Résistance à la compression
 f_{tj} : Résistance à la traction
 f_{c28} : Résistance caractéristique à 28jours
 f_e : Limite élastique d'acier
 E_{ij} : Déformations instantanées.
 E_{vj} : Déformations différées
e: Excentricité
 e_p : Epaisseur
 μ : Coefficient de poisson
 h_e : Hauteur libre d'étage
 A_{st} : Section d'armature
 A_r : Armature de répartition
 γ_b : Coefficient de sécurité de béton
 γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
 θ : Coefficient d'application
C.N.F : Condition de non fragilité
C.N.V : Condition non vérifié
C.V : Condition vérifié
 η : Facteur de correction d'amortissement
 I_x, I_y : Moment d'inertie
 i_x, i_y : Rayon de giration
 μ_u : Moment ultime réduite
 α : Position relative de la fibre neutre
Z : Bras de levier

d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre

C_p : Facteur de force horizontal

E_s : Module d'élasticité longitudinal

λ : L'élancement mécanique des poteaux.

B_r : Section réduite

M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime

M_s : Moment fléchissant à l'état limite service

M_t : Moment en travée

M_a : Moment en appuis

V : Effort tranchant

N : Effort normal

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

C_t : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

l_f : Longueur de flambement.

f : Flèche admissible.

f : Flèche.

\emptyset_l : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

\emptyset_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

K : Coefficient de raideur du sol.

Introduction générale

Le génie civil en Algérie occupe une place prépondérante dans le développement et la modernisation du pays. Ce domaine englobe un large éventail de disciplines liées à la conception, la construction et l'entretien des infrastructures publiques et privées. L'Algérie, en tant que nation en constante croissance économique et démographique, a vu une demande croissante en matière d'infrastructures modernes et durables, ce qui a stimulé le secteur du génie civil.

En somme, le génie civil en Algérie est un secteur dynamique et en constante évolution, contribuant de manière significative à l'amélioration de la qualité de vie des citoyens et au progrès économique du pays.

Le projet étudié se situe à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone I). Le but est d'effectuer une étude d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'un Rez de chaussé et neuf étages, à usage d'habitation.

Nous vérifierons nos calculs conformément aux réglementations en vigueur, notamment le règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003 et les normes concernant le béton aux états limites BAEL 99.

Pour mener une étude approfondie du projet, la reconnaissance du sol est essentielle et nécessite des essais en laboratoire ainsi que des investigations sur site.

Notre travail est organisé comme suit :

- Le premier chapitre présente le projet et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement et la descente des charges.
- Le troisième chapitre traite l'étude des éléments secondaires (escalier, acrotère...)
- Le quatrième chapitre se concentre sur l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre porte sur l'étude des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles).
- Le sixième chapitre concerne l'étude des fondations.

Nous terminons par une conclusion générale de notre travail.

Chapitre I : Présentation du projet

I.1 Introduction :

Afin d'assurer la qualité d'une étude en génie civil, il est impératif de procéder à la reconnaissance des différentes données techniques nécessaires, telles que les propriétés géométriques du bâtiment, les caractéristiques des matériaux employés dans la construction, etc. Ce premier chapitre est consacré à cette démarche essentielle.

I.2 Présentation et implantation du projet :

Le projet étudié concerne un bâtiment à usage d'habitation, situé à OULED KADA, dans la commune d'EL HENAYA, wilaya de TLEMCCEN. Il se compose d'un rez-de-chaussée et de neuf étages, comprenant également une terrasse inaccessible. Cette région est classée selon le RPA99 version 2003 comme une zone de faible sismicité (zone I).

Chaque étage est constitué de quatre logements, soit deux de type F3 et deux de type F4, à l'exception du dernier étage qui comprend trois logements, dont deux de type F3 et un de type F4.

I.3 Caractéristiques géométriques de la structure :

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques du bâtiment.

Longueur du bâtiment	29,54 m
Largeur du bâtiment	29,54 m
Hauteur des étages RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m
Hauteur totale de bâtiment	30,60 m

I.4 Caractéristiques structurels :

➤ Ossature de l'ouvrage :

Les voiles et les portiques assurent le contreventement de la structure tout en justifiant l'interaction (portiques -voiles), afin de garantir la stabilité de l'ensemble face aux actions verticales et horizontales.

➤ Plancher :

On a utilisé deux types de planchers :

Plancher corps creux: pour RDC, étages courants et terrasse.

Plancher dalle pleine: pour les balcons et la dalle d'ascenseur.

➤ Maçonneries :

Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Mur extérieur (double paroi) : constitué de deux parois en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Mur intérieur (simple paroi) : constitué par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

➤ **Revêtement:**

Le revêtement du bâtiment est composé de :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

➤ **Escaliers :**

On a un type d'escalier : escalier de trois volées avec deux paliers de repos.

➤ **Ascenseur:**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, l'installation d'un ascenseur est essentielle pour faciliter l'accès aux différents étages.

➤ **Terrasse:**

La terrasse est inaccessible, et l'étanchéité du plancher terrasse est assurée par une forme de pente et un système en multicouches.

➤ **L'acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.5 Type de coffrage utilisé:

Les éléments structuraux : poteaux, poutres et les voiles sont réalisés par le coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers corps creux et les escaliers, on utilise les coffrages en bois.

I.6 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport du laboratoire de mécanique de sol, le sol utilisé pour l'assise de la construction est un sol ferme. Le sol présente une contrainte de 1,8 bar pour un ancrage de 2,20 m.

I.7 Règlementation et normes utilisés:

L'étude du projet est réalisée selon les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie. Cette étude respecte les règlements suivants :

- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **RPA99version2003** : règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003.
- **BAEL 91** : Béton Armé Aux Etats Limites.
- **DTR-BC2.2** : Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges.
- **DTR-BC2.331** : Règles de Calculs des Fondations Superficielles.

I.8 Hypothèse de calcul à L'ELU :

- Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).
- Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier).
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour:
 - Le béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- Le diagramme des déformations limites d'une section satisfait à la règle dite des 3 pivots c'est-à-dire:
 - La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ compression simple.
 - Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
 - L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :
 - Pivot A: les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
 - Pivot B: les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
 - Pivot C: les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

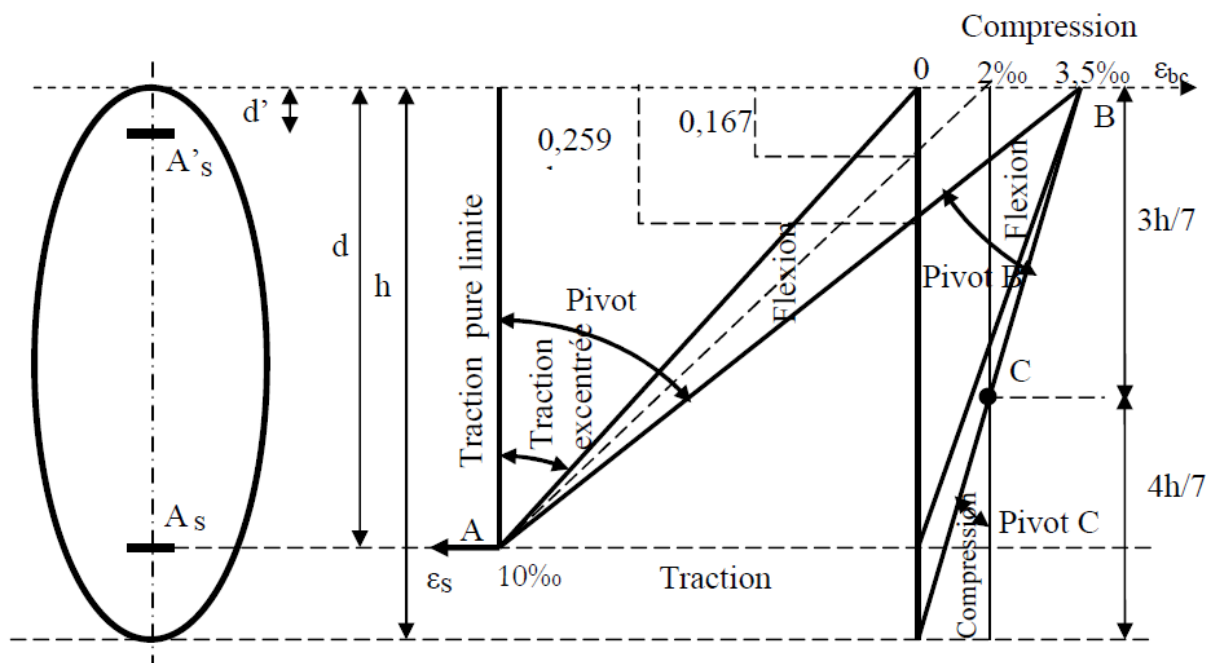


Figure I.1: Diagramme des déformations limites de la section.[1]

I.9 Hypothèse de calcul à L'ELS:

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes, nous mettons en évidence les

hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure.

Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton :

$$E_s = 15E_b ; n = 15.$$

$n = 15$: coefficient d'équivalence.

I.10 Caractéristiques mécaniques des matériaux:

I.10.1 Le béton:

I.10.1.1 La résistance caractéristique à la compression :

Elle est notée f_{c28} .

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ jours}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I.10.1.2 Résistance du béton à la traction :

Notée f_{tj} , elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Dans notre cas f_{tj} est prise égale à $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

I.10.1.3 Déformations longitudinales du béton :

Le module de déformation longitudinale instantané :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de courte durée}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différé :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Pour le calcul sous charges de longue durée}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.10.1.4 Coefficient de poisson :

C'est le rapport de la **déformation transversale** relative à la **déformation longitudinale** relative.

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec:

- ✓ $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.
- ✓ $(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il sera pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).} \\ \nu = 0.2 \text{ dans le calcul des déformations à l'ELS.} \end{array} \right.$$

I.10.1.5 Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa}$$

ν : Coefficient de poisson.

$G=04E$ Pour le béton non fissuré (ELS).

$G= 05E$ Pour le béton fissuré (ELU).

I.10.1.6 Contraintes limites :

L'ELU

Dans les calculs relatifs à l'**E.L.U** on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit «**parabole rectangle** ». (Figure I.2)

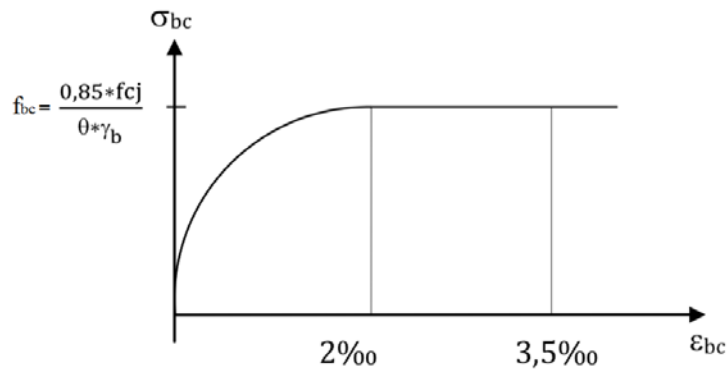


Figure I.2 : Diagramme déformation contrainte du béton.[1]

Avec :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ \leq bc \leq 3,5 ‰$.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

La contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 ‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc} \left[1 - \left(\frac{2 \times 10^{-3} - \epsilon_{bc}}{2 \times 10^{-3}} \right)^2 \right]$$

$$2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Tableau I.2 : Facteur de durée d'application des charges.

θ	Durée d'application
1	> 24h
0,9	1h ≤ durée ≤ 24h
0,85	≤ 1h

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Dans notre cas} \quad f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

L'ELS

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme des contraintes reste dans le domaine élastique linéaire.

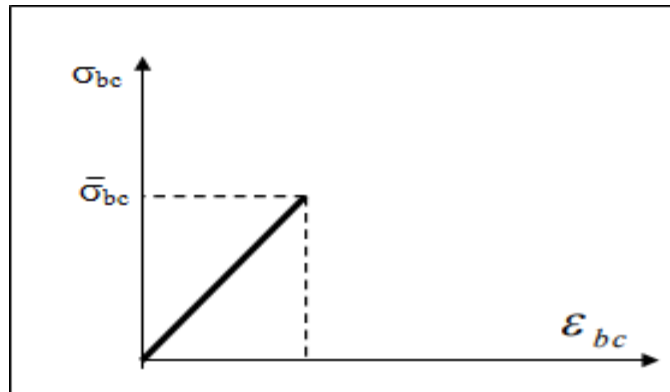


Figure I.3: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS. [2]

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \quad \text{dans notre cas } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

I.10.1.7 Protection des armatures :

On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.10.2 L'acier :

Les aciers sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration.

I.10.2.1 Différents types d'aciers :

Dans notre projet nous utilisons :

Acier HA FeE400 ($f_e=400 \text{ MPa}$), pour les armatures longitudinales.

Acier RL FeE235 ($f_e=235 \text{ MPa}$), pour les armatures transversales.

Treillis soudés de maille $150 \times 150 \text{ mm}^2$ avec $\Phi = 3,5 \text{ mm}$.

I.10.2.2 Caractères mécaniques :

Le caractère mécanique servant de base à la justification est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.10.2.3 Contraintes limites :

L'ELU

Les contraintes sont proportionnelles aux déformations $\sigma_s = f(\epsilon_s \%)$

L'allongement maximal de l'acier est limité à 10%.

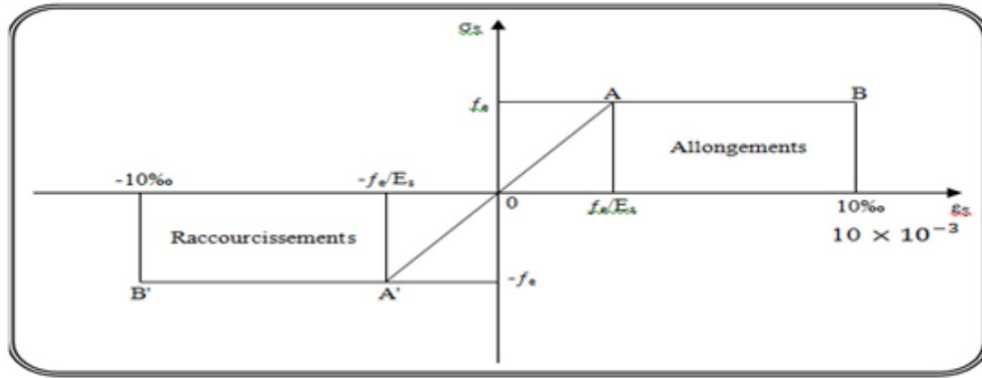


Figure I.4 : Diagramme déformation contrainte d'acier.[3]

L'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures). Ceci est obtenu en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

✓ Fissuration peu préjudiciable:

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

✓ Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

✓ Fissuration très préjudiciable:

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Avec : η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$: pour des ronds lisses (RL).

- $\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA).

I.10.2.4 Limite d'élasticité:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ en situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ en situation accidentelle} \end{cases}$$

I.10.2.5 Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

Avec:

T_u : L'effort tranchant ultime.

b : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

- $\alpha = 90^\circ$ (Art A – 5.1.211 BAEL91) :

$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$ Pour la fissuration peu préjudiciable.

$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$ Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- $\alpha = 45^\circ$ (Art A – 5.1.212 BAEL91) :

$\tau_u = \min \left(\frac{0,27 f_{cj}}{\gamma_b}; 7\text{MPa} \right)$ quelque soit la fissuration.

I.11 Actions et sollicitations :

I.11.1 Les actions :

Les actions sont :

Les actions permanentes (G).

Les actions d'exploitations (Q).

Les actions accidentelles (FA).

I.11.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont :

Effort Normal N.

Effort Tranchant V.

Moment Fléchissant M_f

Moment de Torsion T.

I.11.3 Combinaisons de calcul :

Etat limite ultime ELU : 1,35G+1 ,5Q

Etat limite de service ELS : G+Q

Combinaisons sismique :

G+Q ± E

G+Q ± 1,2 E

0,8 G+E

Dans les deux sens (x, y) ⇒(EX, EY)

I.12 Les données de calcul :

Tableau I.3 : Les hypothèses de calcul.

La résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
La résistance à la traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
Contrainte limites de béton à la compression	$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal instantané	$E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$
Module d'élasticité longitudinal différé	$E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$
Limite d'élasticité des armatures longitudinales	Fe= 400MPa [HA]
Limite d'élasticité des armatures	Fe= 235MPa [RL]

transversales	
Facteur de correction d'amortissement	$\eta = 1.6$
Contrainte admissible du béton	$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
Contrainte à la Limite d'élasticité	$\sigma_{st} = 347.82 \text{ MPa}$
Contrainte admissible d'acier	$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$

I.13 Conclusion:

Le calcul d'un bâtiment en béton armé passe par l'application rigoureuse et précise des règles en vigueur. Ce pendant, chaque ouvrage présente ses propres caractéristiques qui font que le calcul doit être fait avec précaution.

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

II.1 INTRODUCTION :

Pour garantir une meilleure stabilité de l'ouvrage, tous les éléments de la structure doivent être dimensionnés de manière à supporter les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : charges permanentes et surcharges.
- Sollicitations horizontales : séisme.

Le prédimensionnement de la structure est réalisé conformément aux règles B.A.E.L91, CBA93 et RPA 99 version 2003. Cela permet de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs et peuvent être changés après les vérifications lors de la phase de calcul.

II.2 Prédimensionnement :

II.2.1 Prédimensionnement du plancher (en corps creux) :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L : La portée maximale entre nus d'appuis.

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55 \text{ cm}$$

Dans notre cas on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t = 21 \text{ cm}$, donc soit un plancher (16+5)

Avec : 16cm : Pour le corps creux.

5cm : Pour la dalle de compression.

II.2.2 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçues pour résister à la flexion simple ou composée. Il y a deux types de poutres :

II.2.2.1 Les poutres principales :

La longueur la plus défavorable $L = 545 \text{ cm}$. D'après le «CBA93 » :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

L : La portée maximale de la poutre

$$\frac{545}{15} \leq h \leq \frac{545}{10}$$

$$36,33 \leq h \leq 54,5$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$

$$0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Poutre principale : $(30 \times 45) \text{cm}^2$

II.2.2.2 Les poutres secondaires:

La longueur la plus défavorable $L = 390 \text{ cm}$. D'après le «CBA93 » :

$$\frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39$$

On prend : $h=35\text{cm}$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Poutre secondaire : $(30 \times 35) \text{cm}^2$

II.2.3 Prédimensionnement des poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et aux charges transmises par les poutres, puis de les transférer aux fondations. Leurs dimensions doivent respecter les conditions définies dans « l'article 7.4 de la page 63 du R.P.A 99, version 2003».

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité (central).

On a:

$$S = \left(\frac{5,45}{2} + \frac{4,44}{2} \right) \times \left(\frac{3,70}{2} + \frac{3,90}{2} \right)$$

$$S = 18,79 \text{ m}^2$$

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$$N_u = S \times Q \times n$$

On suppose que la charge moyenne répartie est de : $Q=1\text{t/m}^2$.

n : Le nombre d'étage.

Poteaux de RDC (n=10) :

$$N_u = 18,79 \times 1 \times 10$$

$$N_u = 187,9 \text{ t} = 1,879 \text{ MN.}$$

➤ **Section réduite de béton (B_r) :**

D'après **BAEL91 modifiée 99** : Pour un poteau carré :

$$B_r = (a - 0,02) (a - 0,02) \text{ m}^2$$

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \frac{A_s \cdot f_e}{B_r \cdot \gamma_s}}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

β : Coefficient de l'élanement λ des poteaux :

$$\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Si } \lambda < 50$$

$$\beta = \frac{0,85 \cdot \lambda}{100} \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

D'après **BAEL91 modifiées 99** il est préférable de prendre $\lambda = 35$.

$$\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1,2$$

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,879}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \frac{1 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$B_r \geq 0,120 \text{ m}^2$$

$$a = b \geq \sqrt{0,120} = 0,34 \text{ m}$$

On prend : $a = b = 0,60 \text{ m}$.

Poteaux du RDC sont de section : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003):**

$$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{zone I} \quad \text{C.V}$$

$$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} = \frac{(306 - 21)}{20} = 14,25 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

Avec : h_e : La hauteur de poteau sans inclure le plancher

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification du flambement:**

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}} \quad \text{Avec : } l_f = 0,7 \times l_0$$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : La hauteur de poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Avec :

i : rayon de giration.

A : section du poteau.

$$I = \frac{a^4}{12}$$

I : moment d'inertie.

Tableau II.1 : Les sections des poteaux.

Poteaux	n (étage)	S (m ²)	N _u (MN)	(a=b) (m)	l ₀ (m)	l _f (m)	I (m ⁴)	A (m ²)	i (m)	λ	condition
RDC	10	18,79	1,879	0,6	3,06	2,142	0,0108	0,36	0,17	12,6	C.V
Etage 1	9		1,6911	0,6	3,06	2,142	0,0108	0,36	0,17	12,6	C.V
Etage 2	8		1,5032	0,55	3,06	2,142	0,0076	0,30	0,15	14,28	C.V
Etage 3	7		1,3153	0,55	3,06	2,142	0,0076	0,30	0,15	14,28	C.V
Etage 4	6		1,1274	0,5	3,06	2,142	0,0052	0,25	0,14	15,3	C.V
Etage 5	5		0,9395	0,5	3,06	2,142	0,0052	0,25	0,14	15,3	C.V
Etage 6	4		0,7516	0,45	3,06	2,142	0,0034	0,20	0,13	16,47	C.V
Etage 7	3		0,5637	0,45	3,06	2,142	0,0034	0,20	0,13	16,47	C.V
Etage 8	2		0,3758	0,4	3,06	2,142	0,0021	0,16	0,11	19,47	C.V
Etage 9	1		0,1879	0,4	3,06	2,142	0,0021	0,16	0,11	19,47	C.V

II.2.4 Prédimensionnement des voiles de contreventements:

Les murs en béton ont pour fonction de contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) ainsi que de supporter les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Selon le RPA 99 version 2003, Tlemcen appartient à la zone I. Alors, les voiles sont nécessaires dans les conditions suivantes :

- { Nombre d'étage ≥ 5 étages
- La hauteur ≥ 17 m

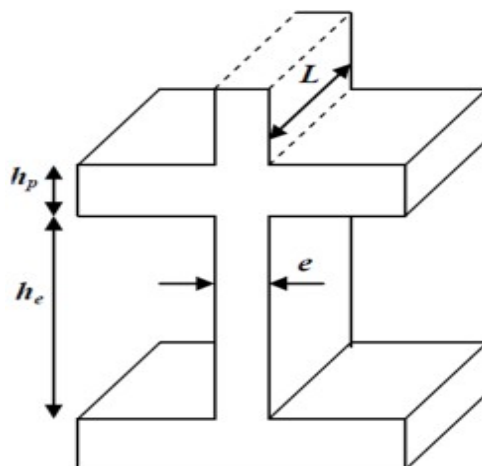


Figure II.1: Coupe d'un voile de contreventement en élévation.[2]

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes :

- $L \geq 4e$

➤ $e \geq \frac{he}{20}$

Avec :

L : largeur du voile.

e : l'épaisseur des voiles ($e_{min} = 15\text{cm}$).

he: Hauteur libre d'étage.

➤ **Vérification des conditions imposées par le RPA 99(version2003):**

Pour le RDC et les étages courants, on a :

$$h_e = 3,06 - 0,21 = 2,85\text{m}$$

$$e \geq \frac{2,85}{20}$$

$$e \geq 0,14\text{m}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

$L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$, donc on prend $L = 1\text{m}$

Tableau II.2: Dimensions des voiles.

Niveau	he (m)	e (cm)	L (cm)
RDC	2,85	20	100
Les étages courants	2,85	20	100

II.3 Descente de charges :

La descente des charges consiste en la distribution et le transfert des charges de la structure, engendrées par les différents éléments structurels. Ce processus commence au niveau le plus élevé (plancher terrasse) et descend progressivement jusqu'au niveau le plus bas. Les différentes charges et surcharges sont définies par le D.T.R. et sont classées comme suit :

- Charges permanentes (G)
- Charges d'exploitation (Q)

II.3.1 Plancher terrasse inaccessible :

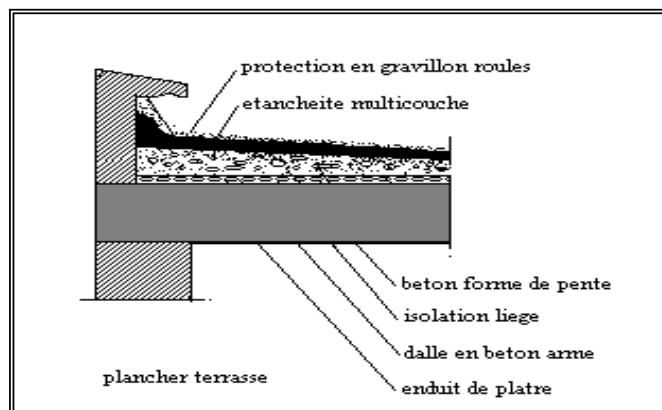


Figure II.2 : Plancher terrasse inaccessible.[4]

Tableau II.3: Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	/	0,12
3	Forme de pente en béton	0,1	22	2,2
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(16+5)	/	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes (G)				6,38
Charges d'exploitation (Q)				1

II.3.2 Plancher étage courant et Rez de chaussée :

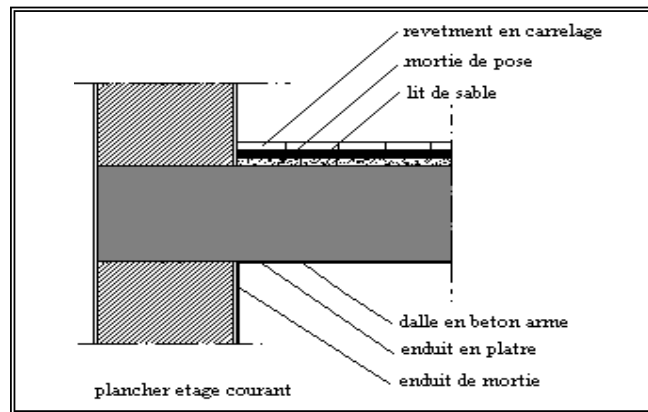


Figure II.3: Plancher étage courant.[4]

Tableau II.4: Descente de charge du plancher étage courant.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Cloisons	0,10	/	1
2	Carrelage	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable fin	0,03	18	0,54
5	Plancher à corps creux	(16+5)	/	2,85
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes (G)				5,39
Charges d'exploitation (Q)				1,5

II.3.3 Balcon :

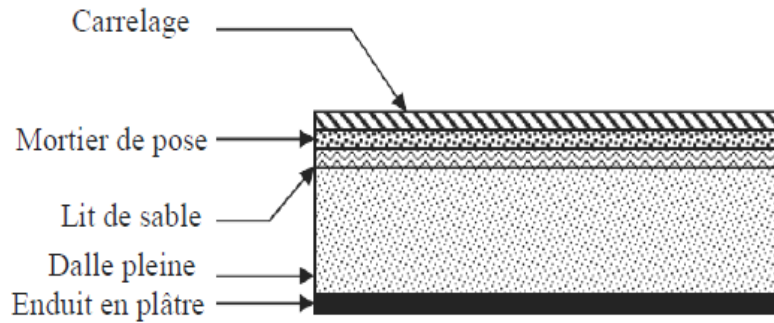


Figure II.4: Dalle de balcon.[5]

Tableau II.5: Descente de charge du balcon.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable fin	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charges permanentes (G)				5,29
Charges d'exploitation (Q)				3,50

II.3.4 Maçonnerie :

II.3.4.1 Maçonnerie intérieure :

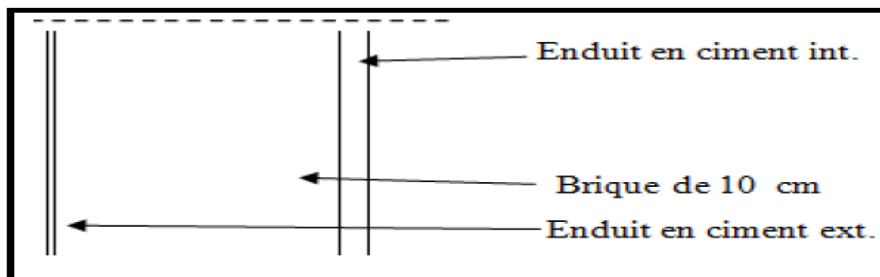


Figure II.5: Coupe transversale des murs intérieurs.[1]

Tableau II.6: Descente de charge de la maçonnerie intérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,10	/	0,90

Chapitre II : Prédimensionnement et descente des charges

3	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes (G)				1,62

II.3.4.2 Maçonnerie extérieure :

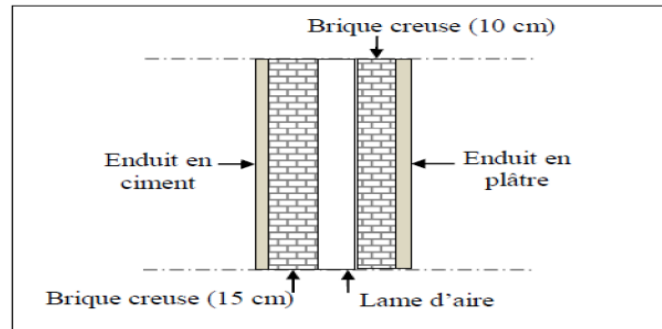


Figure II.6: Coupe transversale du Mur extérieur (double paroi).[1]

Tableau II.7: Descente de charge de la maçonnerie extérieure.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	/	1,30
3	Vide d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses	0,10	/	0,90
5	Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes (G)				2,92

NB : Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, il est nécessaire d'adopter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

II.4 Conclusion:

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape importante dans l'étude technique d'un bâtiment. Il permet de déterminer des dimensions économiques tout en assurant la sécurité globale de la structure. Les résultats obtenus à cette étape ne sont pas définitifs et peuvent être ajustés après les vérifications imposées par les règlements.

La descente de charges a permis d'évaluer, niveau par niveau, les charges et surcharges des différents éléments de la structure.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéressons exclusivement à l'étude des éléments secondaires qui ne jouent pas de rôle porteur ou de contreventement, tels que les planchers, acrotère, balcon, escaliers et ascenseur. Par conséquent, l'étude de ces éléments est indépendante des effets sismiques.

III.2 Etude du plancher:

Dans cette structure, il y a deux différents planchers qui diffèrent par leurs charges (plancher étage courant et terrasse).

III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculaire au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

- Hauteur du plancher : $h_t = 21\text{ cm}$.
- Epaisseur de la nervure : $h_0 = 5\text{ cm}$.
- Largeur efficace : $b=65\text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_0= 12\text{ cm}$.

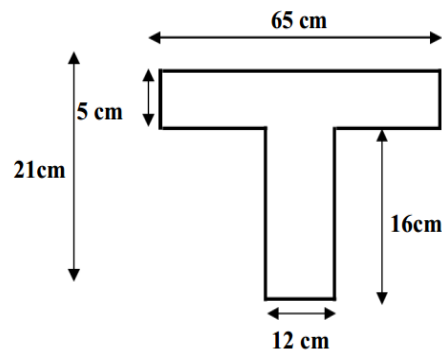


Figure III.1: Dimensions de la poutrelle.[3]

III.2.2 Etude du plancher à corps creux :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue.

On adopte la méthode des trois moments, ainsi que le logiciel SAP2000, pour le calcul et la détermination des efforts internes.

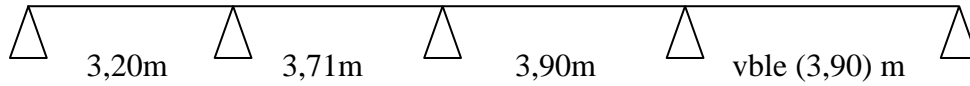
Tableau III.1: Evaluation des charges.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	Combinaison d'action	
				ELU [KN/ml] $q_u = b (1.35G + 1.5Q)$	ELS [KN/ml] $q_s = b (G + Q)$
Etage courant	5,39	1,5	0,65	6,19	4,47
Terrasse inaccessible	6,38	1	0,65	6,57	4,79

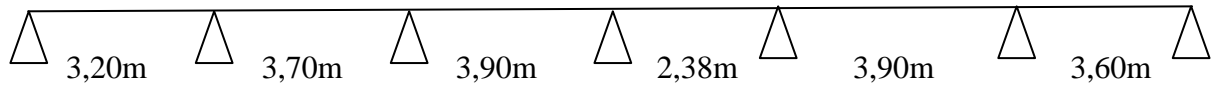
III.2.3 Les types des poutrelles :

On a 7 types de poutrelle :

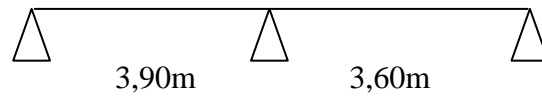
Type 1 : (16+5)



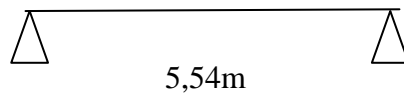
Type 2 : (16+5)



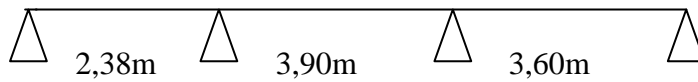
Type 3 : (16+5)



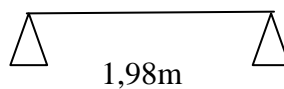
Type 4 : (20+5)



Type 5 : (16+5)



Type 6 : (16+5)



Type 7 : (16+5)

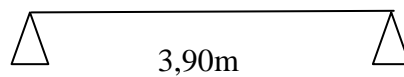
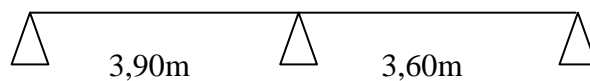


Figure III.2: les types des poutrelles.

III.2.4 Détermination des efforts internes :

Il y a sept types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le **troisième type**, et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.



L'équation des trois moments s'écrit :

$$l_1 M_0 + 2 \times (l_1 + l_2) M_1 + l_2 M_2 + 6A_1 = 0$$

Les conditions aux limites : $M_0 = M_2 = 0$

$$3,90 M_0 + 2 \times (3,90 + 3,60) M_1 + 3,60 M_2 + 6A_1 = 0$$

$$15 M_1 + 6A_1 = 0$$

ELU: $q_u = 6,19 \text{KN/ml}$

$$R_{1g} = \frac{q_u \times 3,9^3}{24EI} = 15,30 \text{KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_u \times 3,6^3}{24EI} = 12,03 \text{KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 27,33 \text{KN}$$

$$15 M_1 + 6 \times 27,33 = 0 \Rightarrow M_1 = -10,93 \text{KN}$$

Travée 0-1 : $0 \leq x \leq 3,9 \text{m}$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow -R_0(3,9) - q_u(3,9)(1,95) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9,27 \text{KN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow -R_1(3,9) + q_u(3,9)(1,95) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 14,87 \text{KN}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 - q_u(3,9) = 0$$

$$R_0 + R_1 = 9,27 + 14,87 = 24,14 \text{ et } q_u(3,9) = 24,14 \text{KN} \quad \text{C.V}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 9,27 \cdot x - 6,19 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(x=3,9) = -10,92 \text{KN.m}$$

$$M'(x) = 9,27 - 6,19x \Rightarrow x = 1,5 \text{m}$$

$$M_{max} = M(x=1,5) = 6,94 \text{KN.m}$$

$$T(x) = -R_0 + q_u(x) \Rightarrow T(x) = -9,27 + 6,19x$$

$$T(x=0) = -9,27 \text{KN}$$

$$T(x=3,9) = 14,87 \text{KN}$$

Travée 1-2 : $0 \leq x \leq 3,6 \text{m}$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow -R_2(3,6) - q_u(3,6)(1,8) - M_1 = 0$$

$$R_2 = 8,10 \text{KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow -R_1(3,6) + q_u(3,6)(1,8) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 14,18 \text{KN}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 - q_u(3,6) = 0$$

$$R_0 + R_1 = 8,10 + 14,18 = 22,28 \text{ et } q_u(3,6) = 22,28 \text{KN} \quad \text{C.V}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 8,10 \cdot x - 6,19 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(x=3,6) = -10,92 \text{KN.m}$$

$$M'(x) = 8,10 - 6,19x \Rightarrow x = 1,31m$$

$$M_{max} = M(x = 1,31) = 5,29KN.m$$

$$T(x) = R_2 - q_u(x) \Rightarrow T(x) = 8,10 - 6,19x$$

$$T(x = 0) = 8,10KN$$

$$T(x = 3,6) = -14,18KN$$

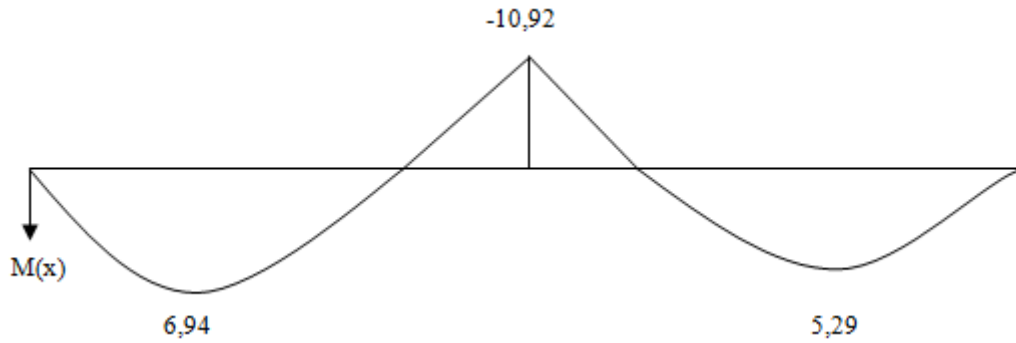


Figure III.3: Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés.

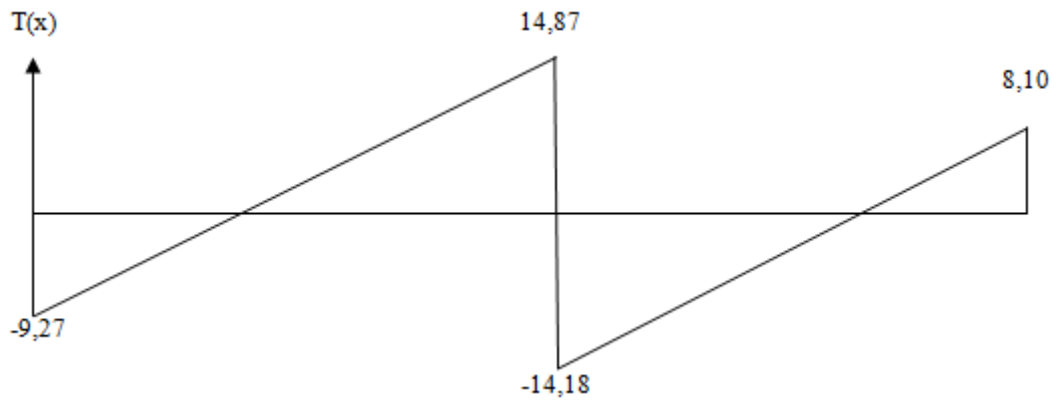


Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés.

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir de logiciel SAP2000 :

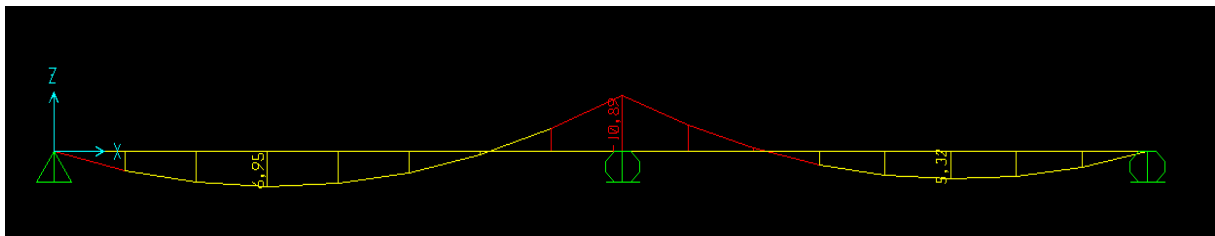


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissants ultimes trouvés par le SAP 2000.

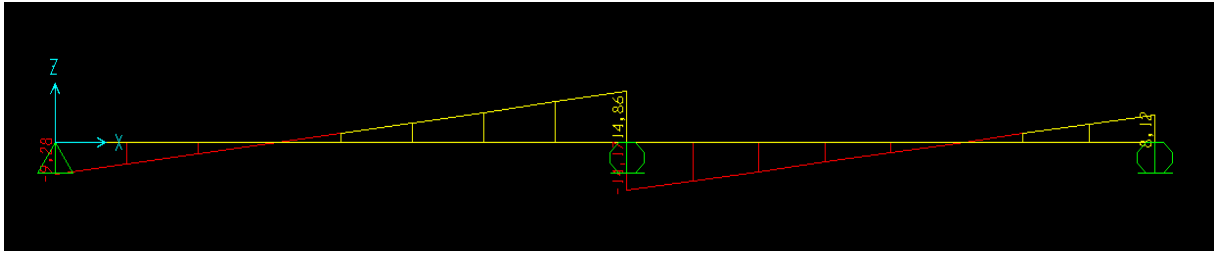


Figure III.6 : Diagramme des efforts tranchants ultimes trouvés par le SAP 2000.

ELS: $q_s = 4,47\text{KN/ml}$

$$R_{1g} = \frac{q_s \times 3,9^3}{24EI} = 11,04 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = \frac{q_s \times 3,6^3}{24EI} = 8,69 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d} = 19,73\text{KN}$$

$$15M_1 + 6 \times 19,73 = 0 \Rightarrow M_1 = -7,89 \text{ KN}$$

Travée 0-1 : $0 \leq x \leq 3,9\text{m}$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow -R_0(3,9) - q_s(3,9)(1,95) - M_1 = 0$$

$$R_0 = 6,69\text{KN}$$

$$\sum M/0 = 0 \Rightarrow -R_1(3,9) + q_s(3,9)(1,95) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 10,74\text{KN}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_0 + R_1 - q_u(3,9) = 0$$

$$R_0 + R_1 = 6,69 + 10,74 = 17,43 \text{ et } q_u(3,9) = 17,43\text{KN} \quad \text{C.V}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 6,69 \cdot x - 4,47 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0\text{KN.m}$$

$$M(x=3,9) = -7,90\text{KN.m}$$

$$M'(x) = 6,69 - 4,47x \Rightarrow x = 1,50\text{m}$$

$$M_{max} = M(x=1,50) = 5,00\text{KN.m}$$

$$T(x) = -R_0 + q_s(x) \Rightarrow T(x) = -6,69 + 4,47x$$

$$T(x=0) = -6,69\text{KN}$$

$$T(x=3,9) = 10,74\text{KN}$$

Travée 1-2 : $0 \leq x \leq 3,6\text{m}$

$$\sum M/1 = 0 \Rightarrow -R_2(3,6) - q_s(3,6)(1,8) - M_1 = 0$$

$$R_2 = 5,85\text{KN}$$

$$\sum M/2 = 0 \Rightarrow -R_1(3,6) + q_s(3,6)(1,8) - M_1 = 0$$

$$R_1 = 10,24\text{KN}$$

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_2 + R_1 - q_s(3,6) = 0$$

$$R_2 + R_1 = 5,85 + 10,24 = 16,09 \text{ et } q_s(3,6) = 16,09\text{KN} \quad \text{C.V}$$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_s \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 5,85 \cdot x - 4,47 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x=0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(x=3,6) = -7,90 \text{KN.m}$$

$$M'(x) = 5,85 - 4,47x \Rightarrow x = 1,31 \text{m}$$

$$M_{max} = M(x=1,31) = 3,83 \text{KN.m}$$

$$T(x) = R_2 - q_s(x) \Rightarrow T(x) = 5,85 - 4,47x$$

$$T(x=0) = 5,85 \text{KN}$$

$$T(x=3,6) = -10,24 \text{KN}$$

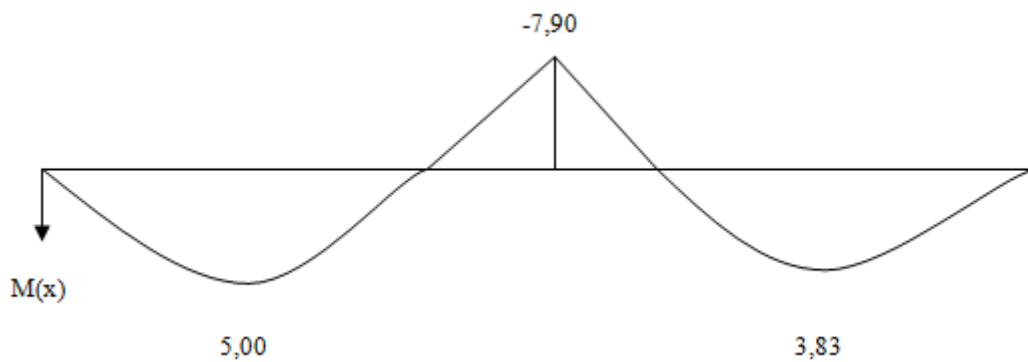


Figure III.7: Diagramme des moments de service trouvés.

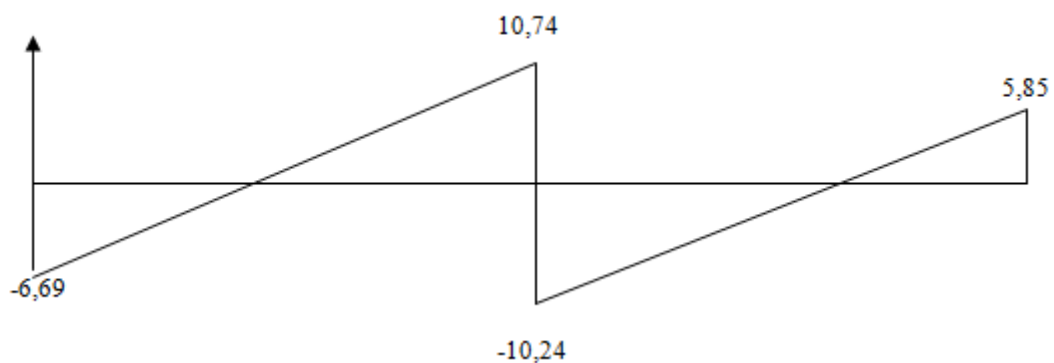


Figure III.8: Diagramme des efforts tranchants de service trouvés.

Voici les diagrammes des moments fléchissants et les efforts tranchants à partir de logiciel SAP2000 :

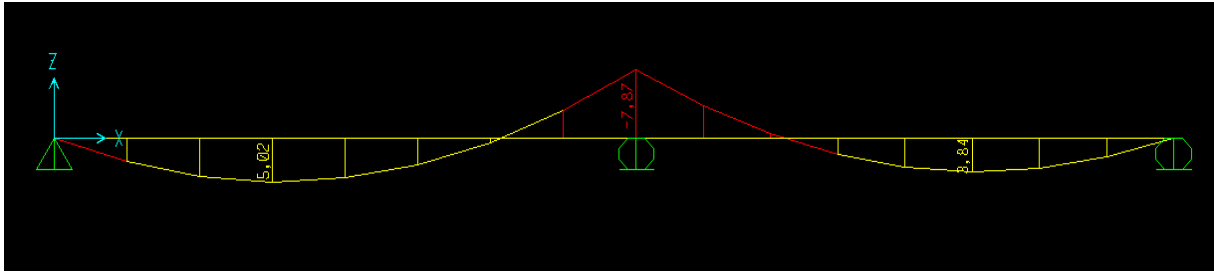


Figure III.9 : Diagramme des moments de service trouvés par le SAP 2000.

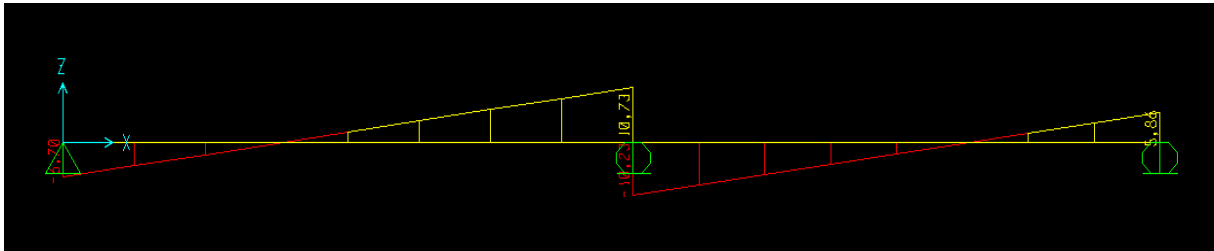


Figure III.10 : Diagramme des efforts tranchants de service trouvés par le SAP 2000.

Les résultats de SAP2000 pour les autres types sont représentés dans les tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau III.2: les moments et efforts tranchants type 1.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)
Étage courant	7,27	10,04	14,65	5,25	7,25	10,58
Terrasse	7,71	10,66	15,54	5,62	7,77	11,33

Tableau III.3: les moments et efforts tranchants type 2.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)
Étage courant	5,79	9,62	13,81	4,18	6,95	9,98
Terrasse	6,15	10,21	14,66	4,48	7,45	10,69

Tableau III.4: les moments et efforts tranchants type 3.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)	M_{tr} (kn.m)	M_{ap} (kn.m)	V (KN)
Étage courant	6,95	10,89	14,86	5,02	7,87	10,73
Terrasse	7,37	11,56	15,78	6,38	8,43	11,50

Tableau III. 5: les moments et efforts tranchants type 4.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)
Étage courant	25,28	0	18,25	18,30	0	13,21
Terrasse	26,74	0	19,31	19,53	0	14,10

Tableau III.6: les moments et efforts tranchants type 5.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)
Terrasse	6,26	9,91	14,58	4,57	7,22	10,63

Tableau III.7: les moments et efforts tranchants type 6.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)
Étage courant	3,99	0	8,06	5,72	0	2,83
Terrasse	3,22	0	6,50	2,35	0	4,74

Tableau III.8: les moments et efforts tranchants type 7.

Plancher	ELU			ELS		
	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)	M_{tr} (kn. m)	M_{ap} (kn. m)	V (KN)
Étage courant	11,77	0	12,07	8,50	0	8,72
Terrasse	12,49	0	12,81	9,11	0	9,34

III.2.5 Ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple. Pour trouver le ferrailage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchants maximums.

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «Type3» comme un exemple de calcul au niveau du plancher d'étage. Et nous posons les résultats trouvés des autres types dans un tableau récapitulatif.

III.2.5.1 Calcul Ferrailage longitudinal :

Les données de calcul :

$$b=0,65\text{m}; h_0=0,05\text{m}; h=0,21\text{m}; f_{bc}=14,17\text{MPa}; f_{c28}=25\text{MPa}; f_e=400\text{MPa}$$

$$d=0,9h=0,9 \times 0,21=0,189\text{m}$$

$$d'=0,1h=0,1 \times 0,21=0,021\text{m}$$

➤ **En travée :**

ELU :

$$M_u = 6,95 \text{ KN.m} = 0,00695 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$$M_t > M_u$$

Cela implique que l'axe neutre est à l'intérieur de la table. Donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire fictive (b*h).

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,95 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,021$$

$$\mu_u = 0,021 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,026) = 0,187 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \sigma_{st}} = \frac{6,95 \times 10^{-3}}{0,187 \times 347,82} = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0))$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 0,0517 = 2,585 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min}

Le choix est de : 3T12 = 3,39 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,365; 1,483) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 1,483 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

ELS :

$$M_s = 5,02 \text{ KN.m} = 0,00502 \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(3,39 \times 10^{-4})}{0,65} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,65(0,189 \times 3,39 \times 10^{-4})}{15(3,39 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0471 \text{ m} = 4,71 \text{ cm}$$

$$x = 0,0471 \leq h_0 = 0,05 \quad \text{l'axe neutre est dans la table}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,65 \times 0,0471^3}{3} + 15 \times (3,39 \times 10^{-4})(0,189 - 0,0471)^2 = 1,2502 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,00502 \times 0,0471}{1,2502 \times 10^{-4}} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

C.V

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,00502(0,189 - 0,0471)}{1,2502 \times 10^{-4}} = 85,46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 85,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 10,89 \text{ KN.m} = 0,01089 \text{ MN.m}$$

$$M_t = bh_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,12 \times 0,05 \times 14,17 \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0139 \text{ MN.m}$$

$$M_t > M_u$$

Cela implique que l'axe neutre est à l'intérieur de la table. Donc le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire fictive ($b_0 \times h$).

$$\mu_u = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{10,89 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,179$$

$$\mu_u = 0,179 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,179}) = 0,248$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,248) = 0,17 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \sigma_{st}} = \frac{10,89 \times 10^{-3}}{0,17 \times 347,82} = 1,84 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,5\% (b \cdot h_0 + b_0 \cdot (h - h_0))$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 0,0517 = 2,585 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min}

Le choix est de : 2T14 = 3,08 cm²

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{b_0 h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{65 \times 21}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,365; 1,483) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 1,483 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

ELS:

$$M_s = 7,87 \text{ KN.m} = 0,00787 \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(3,08 \times 10^{-4})}{0,12} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,12(0,189 \times 3,08 \times 10^{-4})}{15(3,08 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0881 \text{ m} = 8,81 \text{ cm}$$

$$x = 0,0881 \geq h_0 = 0,05 \quad \text{l'axe neutre est dans la nervure}$$

Recalculer x

$$b \frac{x^2}{2} - \left(\frac{b-b_0}{2} \right) (x - h_0)^2 + n A_{sc} (x - d') - n A_{st} (d - x) = 0$$

$$32,5x^2 - 26,5(x - 5)^2 - 46,2(18,9 - x) = 0$$

$$6x^2 + 311,2x - 1535,68 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = 311,2^2 - 4 \times 6 \times (-1535,68) = 133701,76$$

$$\Delta = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$x = \frac{-311,2 + \sqrt{133701,76}}{12} = 4,53 \text{ cm}$$

$$x = 4,53 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} - \left(\frac{b-b_0}{3}\right)(x-h_0)^3 + n A_{sc}(x-d')^2 + n A_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{0,65 \times 0,0453^3}{3} - \left(\frac{0,65-0,12}{3}\right)(0,0453-0,05)^3 + 15 \times (3,08 \times 10^{-4})(0,189-0,0453)^2 = 1,1556 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,00787 \times 0,0453}{1,1556 \times 10^{-4}} = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,00787 (0,189-0,0453)}{1,1556 \times 10^{-4}} = 146,79 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 146,79 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.2.5.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{18,53 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

III.2.5.3 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(1,4; \frac{21}{35}; \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec ϕ_t : Le diamètre minimum du ferrailage transversale.

b_0 : La largeur de la poutrelle.

h : La hauteur du plancher.

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm} \right) \text{ et } L=2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S' \leq \min (5,25; 14,4; 30 \text{ cm})$$

On prend $S' = 5 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 21 = 42 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

$$L = \frac{390}{2} - 5 - 42 = 148 \text{ cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)$$

$$\frac{0,28 \times 400}{12 \times 10} \geq \max(0,405; 0,4 \text{ MPa})$$

$$0,93 \geq 0,405 \quad \text{C.V}$$

III.2.5.4 Vérification au glissement:

En appui : $V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \leq 0$ (BAEL91 page 83 ; A6.1 ; 3)

$$V_u = 14,86 \text{ KN}$$

$$M_u = 10,89 \text{ KN.m}$$

$$14,86 - \frac{10,89}{0,9 \times 0,189} = -49,16 \leq 0 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux appuis.

III.2.5.5 Vérification de la flèche :

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000}$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{21}{390} = 0,053 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.N.V}$$

La condition est non vérifiée donc on doit calculer la flèche.

$$l = 3,90 \text{ m}$$

$$f \leq f_{adm} \text{ Avec } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2 = 5,37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,1 \times 0,21 = 0,021 \text{ m}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,0149$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = \frac{0,105}{0,038} = 2,76$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0149 \times 347,82 + 2,1} = 0,83$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 5,37 \times 10^{-4}}{(1 + 2,76 \times 0,83)} = 1,79 \times 10^{-4} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i I_{fi}} = \frac{5,02 \times 10^{-3}}{32164,19 \times 1,79 \times 10^{-4}} = 8,71 \times 10^{-4}$$

$$\text{Donc la flèche } f = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3,90^2}{10} \times 8,71 \times 10^{-4} = 1,32 \times 10^{-3}$$

$$f = 1,32 \times 10^{-3} < f_{adm} = 0,78 \quad \text{C.V}$$

III.2.5.6 Ancrage des barres :

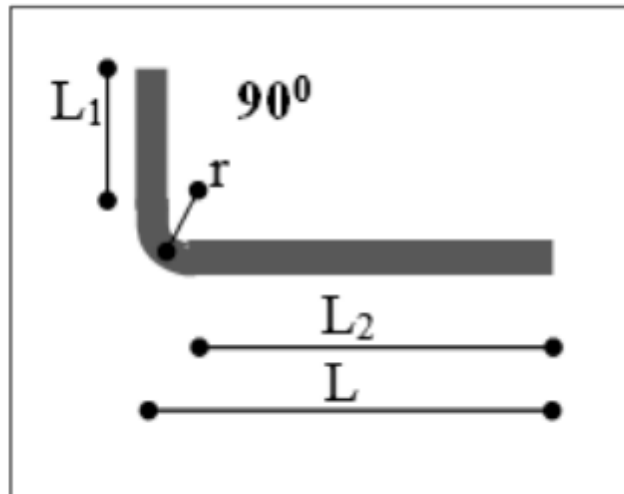


Figure III.11: Ancrage des armatures.[1]

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6(\chi)^2 f_{tj}$$

Avec : χ : 1.5 pour les aciers HA.

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend $l_s = 45 \text{ cm}$

On adopte un crochet à $90^\circ \Rightarrow \alpha = 1,87 ; \beta = 2,19$

$$r = 5,5 \phi \text{ (acier HA)} \Rightarrow r = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 10\phi = 10 \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r = 45 - 1,87 \times 12 - 2,19 \times 6,6 = 8,10 \text{ cm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\phi}{2} = 8,10 + 6,6 + \frac{1,2}{2} = 15,3 \text{ cm}$$

Le ferrailage de différent type des poutrelles est illustré dans le tableau suivant :

Tableau III.9: Récapitulation du ferrailage des poutrelles.

Niveau	type	A_{st} calculé (cm^2)		Armature longitudinale		Armature transversale	Espacement (cm)	
		En appui	En travée	En appui	En travée		Zone nodale	Zone courant
Etage courant	1	1,55	1,12	2T14	3T12	Ø8	5	10
	2	1,49	0,89	2T14	3T12			
	3	1,69	1,07	2T14	3T12			
	4		3,33		3T12			
	6		0,61		3T12			
	7		1,82		3T12			
	Terrasse	1	1,65	1,19	2T14			
2		1,58	0,94	2T14	3T12			
3		1,79	1,13	2T14	3T12			
4			3,52		3T14			
5		1,53	0,96	2T14	3T12			
6			0,49		3T12			
7			1,94		3T12			

Remarque : les types sont calculés directement par le logiciel SOCOTEC.

III.2.5.7 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le règlement CBA la dalle de compression est armée par treillis soudés de diamètre Ø5mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_1) :

$$A_1 \geq \frac{4 \times L_1}{f_e}$$

Avec :

L_1 : Distance entre -axe- des poutrelles ($L= 65$ cm)

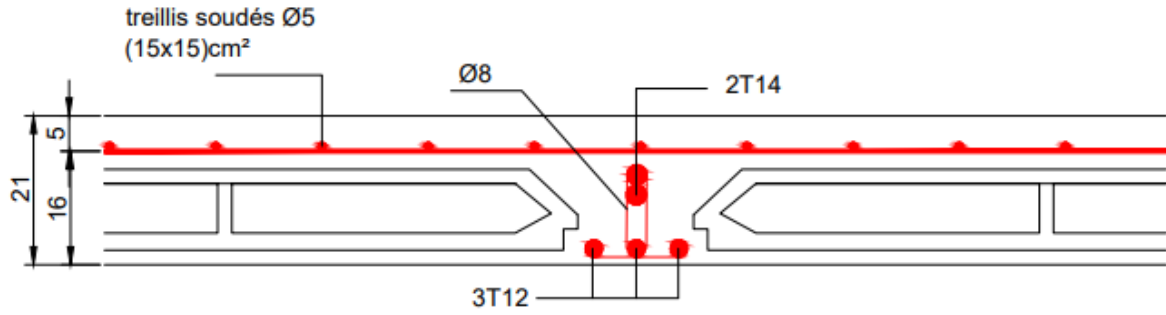
$f_e = 400$ MPa

$$A_1 \geq \frac{4 \times 65}{400} \Rightarrow A_1 = 0,65 cm^2/ml$$

Pour les armatures parallèles aux poutrelles (A_2):

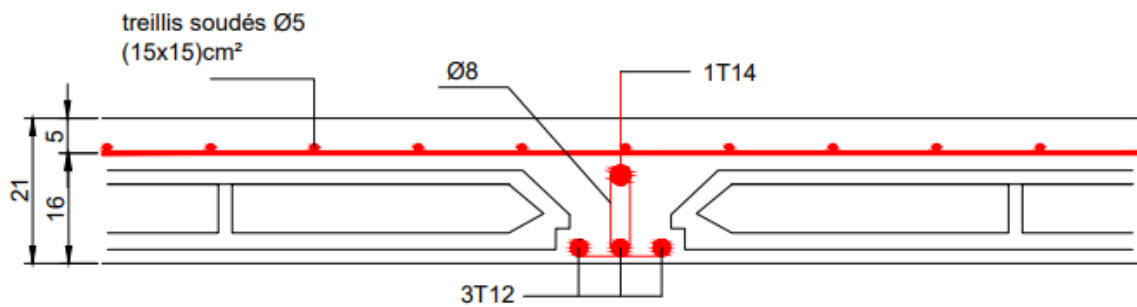
$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{0,65}{2} \Rightarrow A_2 = 0,325 cm^2/ml$$

Donc : On adopte un treillis soudé de Ø5 et un espacement (15×15) cm^2 .



coupe en appui

Figure III.12: Schéma des ferrailages des poutrelles en appui.



coupe en travée

Figure III.13: Schéma des ferrailages des poutrelles en travée.

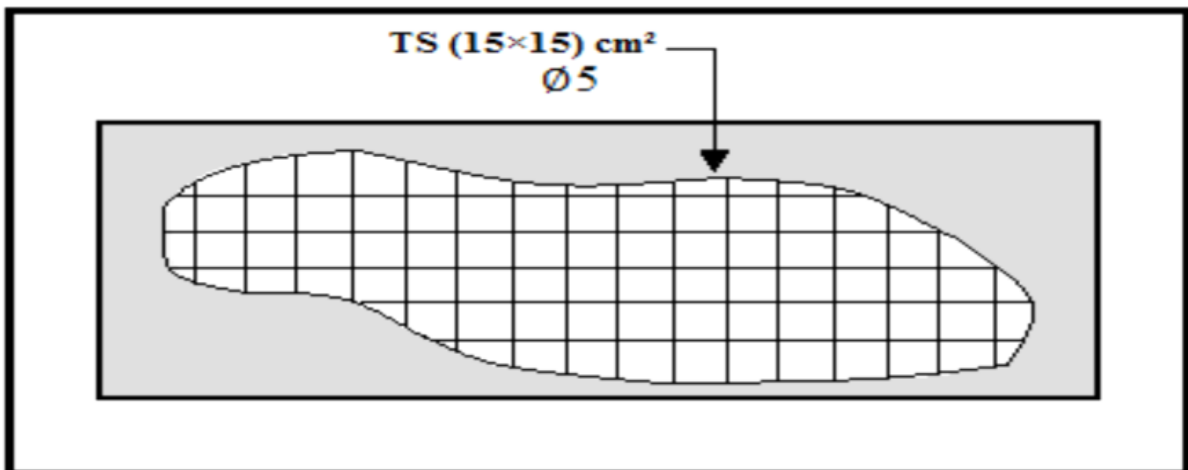


Figure III.14: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.[5]

III.3 Balcon :

Les balcons sont constitués de dalle pleine dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Ils sont calculés comme des consoles encastées.

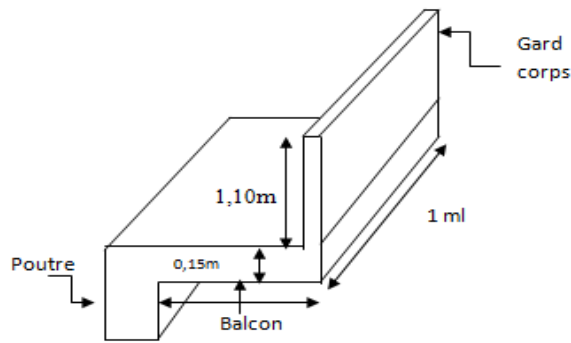


Figure III.15: Schéma d'un balcon.[5]

III.3.1 Les Types des balcons:

On a un seul type :

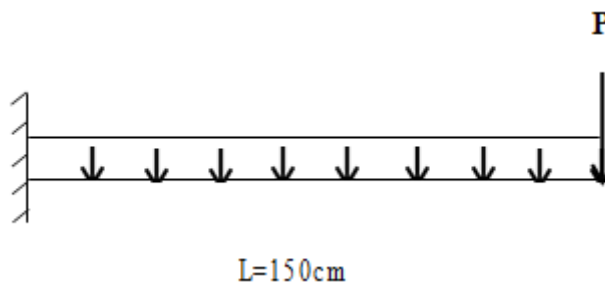


Figure III.16 : Schéma statique de balcon.[6]

P : Charge des murs (Force concentrée)

III.3.2 Prédimensionnement :

L'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

On a $L=1,5m$

$$e \geq \frac{L}{10} \Rightarrow e \geq \frac{150}{10}=15cm$$

On prend une épaisseur de : 15 cm.

III.3.3 Charges et surcharges supportées par le balcon :

Le balcon reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et à la charge d'exploitation et une charge concentrée du mur en maçonnerie.

Les charges sont résumées dans les tableaux suivants :

➤ Poids propre et charge d'exploitation :

G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
------------------------	------------------------	-------------	-------------

		$(1.35G + 1.5Q) \times 1ml$	$(G + Q) \times 1ml$
5,29	3,50	$q_u = 12.39$	$q_s = 8.79$

➤ **Mur de simple cloison :**

P (KN/m²)	Hauteur (m)	ELU (KN/ml) $(1.35 G) \times 1.1$	ELS (KN/ml) $(G) \times 1.1$
1,62	1,1	2,41	1,78

III.3.4 Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants :

ELU :

$$0 \leq x \leq 1.5m$$

$$M_u(x) = -P_u \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} = -2,41x - 12,39 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -17,55 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = P_u + q_u \cdot x = 2,41 + 12,39x$$

$$T(0) = 2,41 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 21 \text{ KN}$$

ELS :

$$0 \leq x \leq 1.5m$$

$$M_s(x) = -P_s \cdot x - q_s \frac{x^2}{2} = -1,78x - 8,79 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.ml}$$

$$M(1,5) = -12,56 \text{ KN.ml}$$

$$T(x) = P_s + q_s \cdot x = 1,78 + 8,79x$$

$$T(0) = 1,78 \text{ KN}$$

$$T(1,5) = 14,96 \text{ KN}$$

Tableau III.10: Récapitulation des moments et des efforts tranchants de balcon.

X (m)	ELU		ELS	
	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)	M(x) (KN.ml)	T(x) (KN)
0	0	2,41	0	1,78
1,5	-17,55	21	-12,56	14,96

III.3.5 Détermination du ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

III.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,17} = 0,068$$

$$\mu_u = 0,068 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \text{ (Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,068}) = 0,088$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135(1 - 0,4 \times 0,088) = 0,13\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} = \frac{17,55 \times 10^{-3}}{0,13 \times 347,82} = 3,88\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82\text{MPa}$$

$$A_{min} = 0.5\% \text{ b.h}$$

$$A_{min} = 0.5\% \times 0.15 = 7,5 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_{min}

Le choix est de : 7T12 = 7,92 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,5; 1,63) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 7,92\text{cm}^2 \geq 1,63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T10 = 3,14\text{cm}^2$$

Espacement:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \leq \min(45; 33 \text{ cm}) \quad \text{C.V}$$

On prend un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

ELS :

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(7,92 \times 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,135 \times 7,92 \times 10^{-4})}{15(7,92 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0459\text{m} = 4,59\text{cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0459^3}{3} + 15 \times (7,92 \times 10^{-4})(0,135 - 0,0459)^2 = 1,2654 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sx}}{I} = \frac{0,01256 \times 0,0459}{1,2654 \times 10^{-4}} = 4,55\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,55\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,01256(0,135 - 0,0459)}{1,2654 \times 10^{-4}} = 132,65\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 132,65\text{MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.3.5.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135} = 0,155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.3.5.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,50} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,00586 \leq 0,0105 \quad \text{C.V}$$

Tableau III.11: Récapitulation du ferrailage de la dalle pleine balcon.

Armature longitudinal (cm ² /ml)		Armature de répartition (cm ² /ml)	
A_{st} calculé	A_{st} choisi	A_r calculé	A_r choisi
3,88	7T12 = 7,92	1,98	4T10 = 3,14

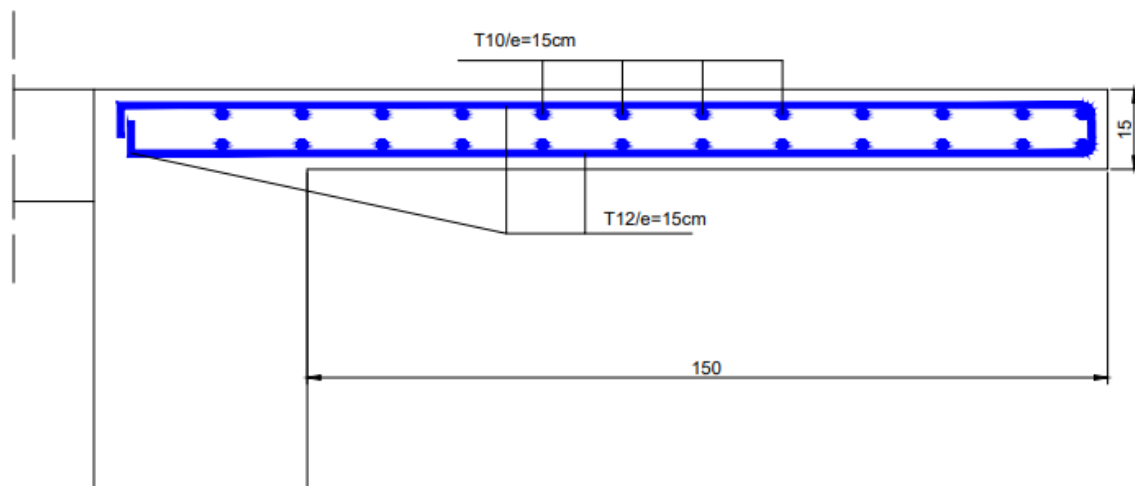


Figure III.17: Ferrailage du balcon.

III.4 L'Acrotère :

L'acrotère, élément de sécurité sur la terrasse, est considéré comme une console encastree au niveau du plancher de la terrasse (inaccessible).

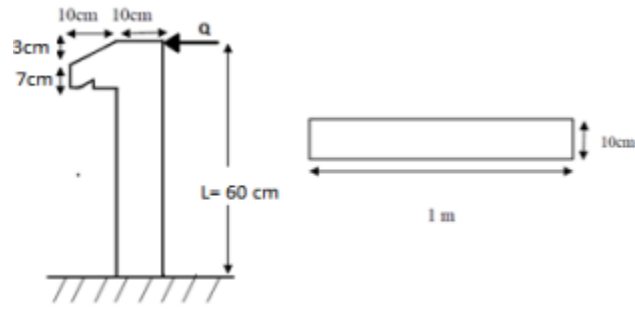


Figure III.18: Dimension de l'acrotère. [2]

$$S = (0,1 \times 0,6) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} + (0,07 \times 0,1)$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

La charge due à l'acrotère :

$$G = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}$$

La charge due à la main courante de personne est supposée $Q = 1 \text{ kN/ml}$

III.4.1 Charges horizontales :

Force sismique: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ **RPA99 (Art 6.2.3)**

Avec :

$A = 0,10$ (zone I) : coefficient d'accélération de la zone.

$C_p = 0,8$: facteur de force horizontale.

$W_p = G$ (KN) : poids propre de l'acrotère.

$$F_p = 0,548 \text{ KN/mL}$$

Tableau III.12: Les charges de l'acrotère.

Acrotère	G (KN/ml)	1,7125
	Q (KN/ml)	1
	F_p (KN/ml)	0,548

III.4.2 Evaluation des sollicitations :

Le calcul se fait en flexion composée car elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale, on fait les calculs pour une bande de 1m linéaire.

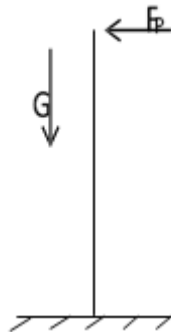


Figure III.19: Schéma Statique.[6]

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Tableau III.13: évaluation des sollicitations.

$N_u = 1,35 G$ (KN)	2,31
$T_u = 1,5 Q$ (KN)	1,5
$M_u = 1,5 Q \cdot h$ (KN.m)	0,9
$N_s = G$ (KN)	1,7125
$T_s = Q$ (KN)	1
$M_s = Q \cdot h$ (KN.m)	0,6

III.4.3 Excentricité :

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

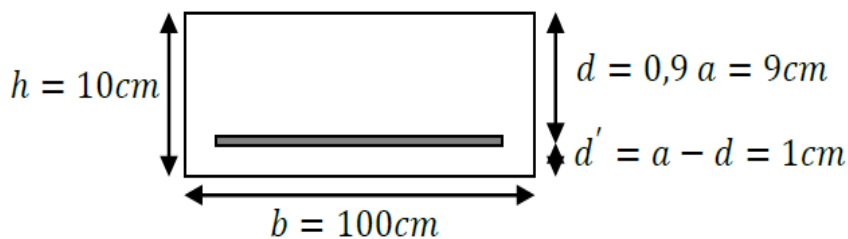
$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,31} = 0,389 \text{ m} \approx 39 \text{ cm}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 39 + (9 - 5) = 43 \text{ cm}$$

On a : $e > e_0 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

III.4.4 Calcul de ferrailage :

L'ELU :



$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}.$$

➤ **Moment de flexion fictif :**

$$M_A = N_u \times e_a = 2,31 \times 0,43 = 0,99 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,99 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,008625.$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$\mu_u \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$ La section est à simple armature.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A_{sc} = 0$).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,008625}) = 0,0108.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,09(1 - 0,4 \times 0,0108) = 0,0896 \text{ m}.$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left(\frac{0,99 \times 10^{-3}}{0,0896} - 2,31 \times 10^{-3} \right) = 0,25 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,25 \text{ cm}^2$ (Faible section) donc A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

➤ **Condition de non-fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8 = 2,01 cm²

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

En prend 3T6 = 0,85 cm²

➤ **Espacement maximal :**

$$St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 10 ; 33) = 30 \text{ cm}$$

L'ELS :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7125} = 0,35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = 0,0166 \text{ m}$$

$\Rightarrow e > \frac{h}{6}$: Donc $x = \frac{h}{2} + e_1 - e$ section partiellement comprimée.

e_1 sera défini par l'équation du 3ème degré suivante : $e_1^3 + P e_1 + q = 0$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0,000201}{1} \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)$$

$$P = -0,2629 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0,35 - \frac{0,1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0,000201}{1} \left(0,35 - \frac{0,1}{2} + 0,09 \right)^2$$

$$q = 0,051248 \text{ m}^3$$

Méthode des interactions successives:

$$\text{On a : } e_1 = \sqrt[3]{-P e_1 - q}$$

On prend la valeur de $e_1 = 0,5 \text{ m}$

e_1 choisi	e_1 trouvé
0,5	0,431
0,431	0,395
0,395	0,374
0,374	0,361
0,361	0,352
0,352	0,345
0,345	0,34
0,34	0,336
0,336	0,333
0,333	0,331
0,331	0,329
0,329	0,327
0,327	0,326
0,326	0,325
0,325	0,324
0,324	0,323
0,323	0,322
0,322	0,322

On adopte : $e_1 = 0,322\text{m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,322 - 0,35 = 0,022\text{m} = 2,2\text{cm}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S}$$

Avec :

$$S = \frac{b x^2}{2} - n A_{st} (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times 0,022^2}{2} - 15 \times 0,000201 (0,09 - 0,022) = 36,98 \text{cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,7125 \times 10^{-3} \times 0,022}{36,98 \times 10^{-6}} = 1,01 \text{MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 1,7125 \times 10^{-3} (0,09 - 0,022)}{36,98 \times 10^{-6}} = 47,23 \text{MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification:**

Béton :

$$\sigma_{bc} = 1,01 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = 47,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1,5 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} = 0,016 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,016 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

CV

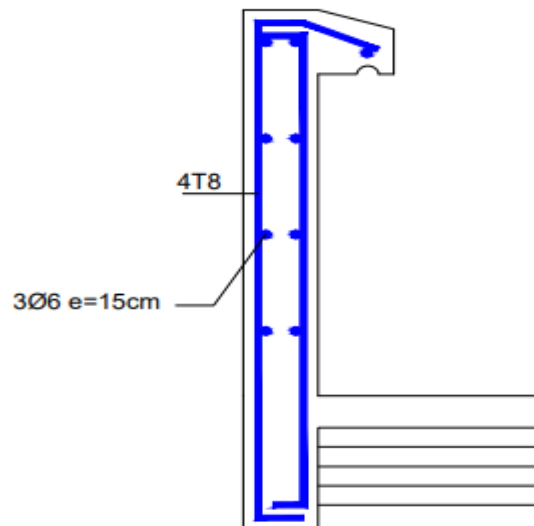


Figure III.20: Ferrailage de l'acrotère.

III.5 Escalier :

Notre bâtiment à usage d'habitation comporte le même type d'escalier, il a une forme droite, composé de trois volées avec deux paliers de repos.

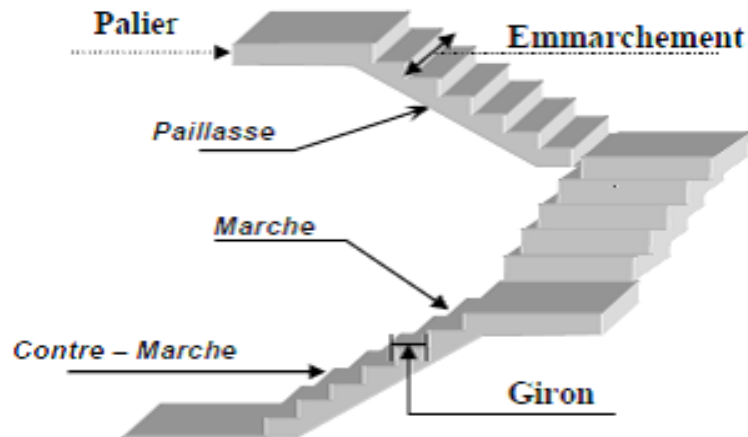


Figure III.21: Schéma d'un escalier.[5]

III.5.1 Dimensionnement des escaliers :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Et « g » entre 22 cm et 33 cm

Pour vérifier que la condition convient, on utilise la formule empirique de BLONDEL

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$$

Dans ce cas nous avons :

$$14 \text{ cm} \leq h = 17 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$$

$$22 \text{ cm} \leq g = 30 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h=17 \text{ cm}$; $g=30 \text{ cm}$

H:hauteur de l'étage $H = 3,06 \text{ m}$

h:hauteur de la marche $h = 0,17 \text{ m}$

n:nombre de contre marche $n = \frac{3,06}{0,17} = 18$

n':nombre de marche $n' = 18 - 1 = 17$

g:largeur de la marche $g = 0,30 \text{ m}$

III.5.1.1 L'inclinaison de la paille :

$$\alpha = \tan^{-1} \frac{H_v}{L_v}$$

Avec :

H_v : La hauteur verticale de la volée.

L_v : Le largueur horizontal de la volée.

On a 3 types :

type 1

$$L_v = 2,10 \text{ m}$$

$$H_v = 1,36 \text{ m}$$

$$\alpha = 32,92^\circ$$

type 2

$$L_v = 0,90 \text{ m}$$

$$H_v = 0,68 \text{ m}$$

$$\alpha = 37,07^\circ$$

type 3

$$L_v = 1,50 \text{ m}$$

$$H_v = 1,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 34,21^\circ$$

III.5.1.2 L'épaisseur de la paille (e_v) :

$$\frac{l_v}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{l_v}{20 \cos \alpha}$$

Type 1 :

$$\frac{210}{30 \cos 32,92} \leq e_v \leq \frac{210}{20 \cos 32,92} \Rightarrow 8,33 \text{ cm} \leq e_v \leq 12,50 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_v = 12 \text{ cm}$$

Type 2 :

$$\frac{90}{30 \cos 37,07} \leq e_v \leq \frac{90}{20 \cos 37,07} \Rightarrow 3,75 \text{ cm} \leq e_v \leq 5,63 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_v = 12 \text{ cm}$$

Type 3 :

$$\frac{150}{30 \cos 34,21} \leq e_v \leq \frac{150}{20 \cos 34,21} \Rightarrow 6,04 \text{ cm} \leq e_v \leq 9,06 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_v = 12 \text{ cm}$$

III.5.1.3 L'épaisseur de palier (e_p) :

$$\frac{l_p}{20} \leq e_p \leq \frac{l_p}{15}$$

On a deux types :

Type 1 :

$$\frac{145}{20} \leq e_p \leq \frac{145}{15} \Rightarrow 7,25 \text{ cm} \leq e_p \leq 9,66 \text{ cm} \quad \text{On prend } e_p = 12 \text{ cm}$$

Type 2 :

$$\frac{125}{20} \leq e_p \leq \frac{125}{15} \Rightarrow 6,25\text{cm} \leq e_p \leq 8,33\text{cm} \quad \text{On prend } e_p = 12\text{cm}$$

III.5.2 Evaluation des charges et surcharge des escaliers :

1. Palier :

Tableau III.14: Descente de charge de Palier.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Poids propre du palier (BA)	0,12	25	3
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes (G)				4,54
Charges d'exploitation (Q)				2,5

2. Volée (paillasse) :

Tableau III.15: Descente de charge de Volée (paillasse).

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage horizontal	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Carrelage vertical	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	20	0,22
5	Mortier de pose vertical	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	20	0,22
6	Poids propre des marches	$\frac{0,17}{2} = 0,085$	22	1,87
7	Poids propre de paillasse	$\frac{0,12}{\cos \alpha}$	25	$\frac{0,12 \times 25}{\cos \alpha}$
8	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
9	Garde corps	/	/	0,1

Tableau III.16: Dimension des différents types des escaliers.

Les types	h (cm)	g (cm)	n	n'	H (cm)	L (cm)	α	E _p palier (cm)	E _p paillasse (cm)
Volée 1	17	30	7	8	136	210	32,92°	12	12
Volée 2	17	30	3	4	68	90	37,07°	12	12

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Volée 3	17	30	5	6	102	150	34,21°	12	12
---------	----	----	---	---	-----	-----	--------	----	----

Tableau III.17: Evaluation des charges et des surcharges pour les différents types des escaliers.

Les types	G palier (KN/m ²)	G paillasse (KN/m ²)	Q palier (KN/m ²)	Q paillasse (KN/m ²)
Volée 1	4,54	7,52	2,5	2,5
Volée 2	4,54	7,7	2,5	2,5
Volée 3	4,54	7,57	2,5	2,5

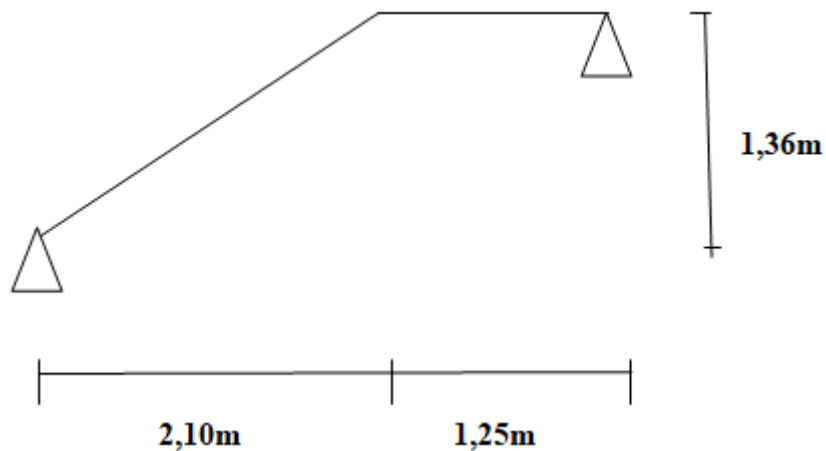
III.5.3 Combinaison d'action :

Tableau III.18: Combinaison d'action pour le palier et la paillasse.

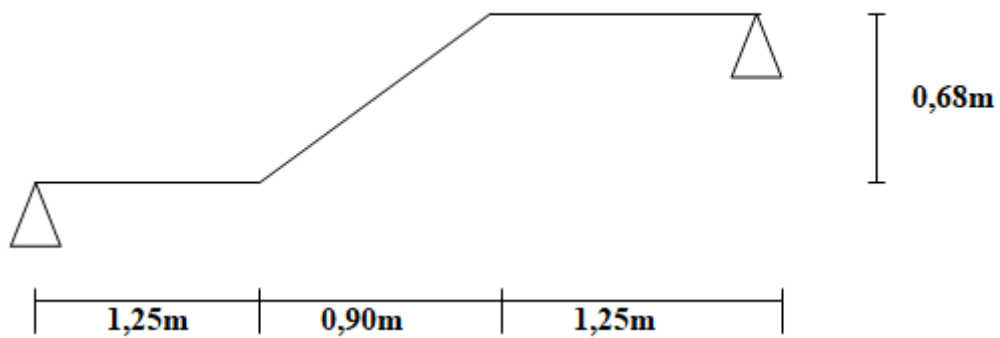
Les types	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
palier	4,54	2,5	9,88	7,04
Volée 1	7,52	2,5	13,90	10,02
Volée 2	7,7	2,5	14,14	10,2
Volée 3	7,57	2,5	13,97	10,07

III.5.4 Schémas statique des escaliers :

Type 1 :



Type 2 :



Type 3 :

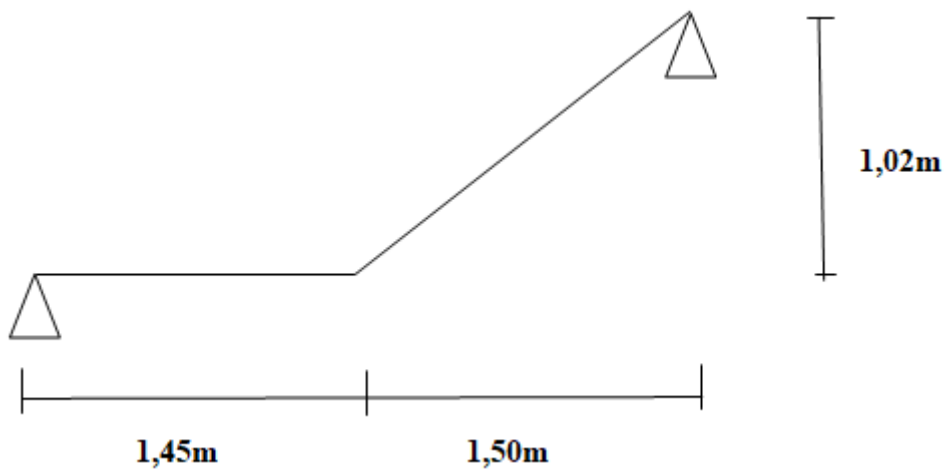


Figure III.22: Schémas statique des types d'escaliers.

III.5.5 Détermination des efforts internes des escaliers :

On utilise le SAP2000 directement.

Type 1 :

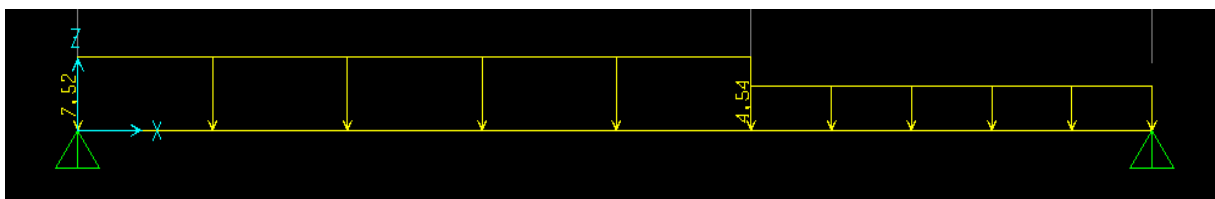


Figure III.23: Schéma statique d'escalier type 01.

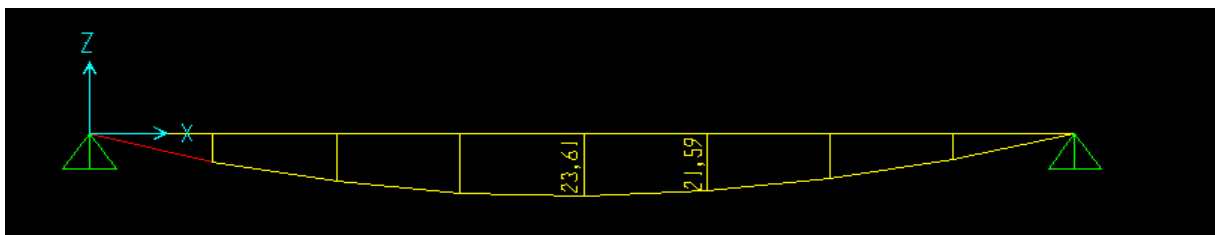


Figure III.24: Moment fléchissant ELU Selon SAP 2000.

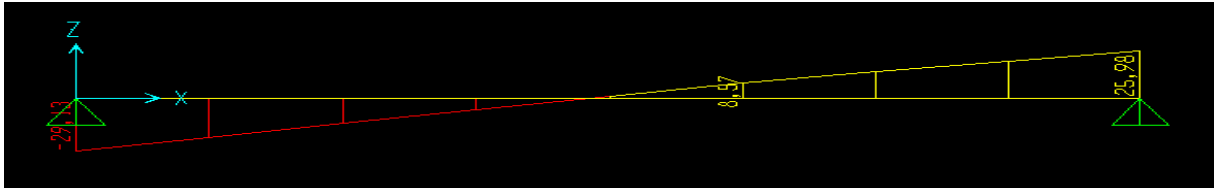


Figure III.25: Effort tranchant ELU Selon SAP 2000.

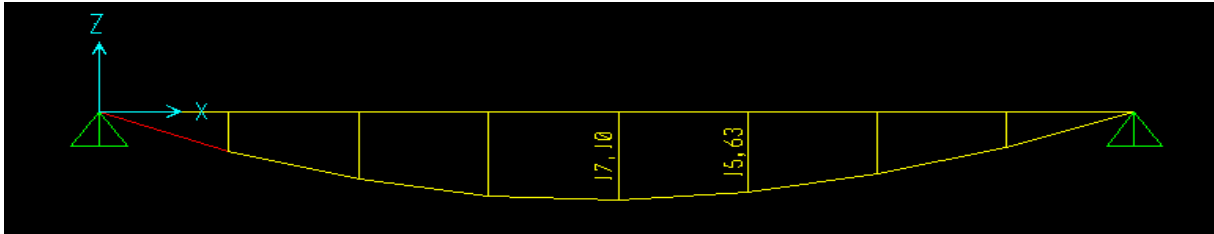


Figure III.26: Moment fléchissant ELS Selon SAP 2000.

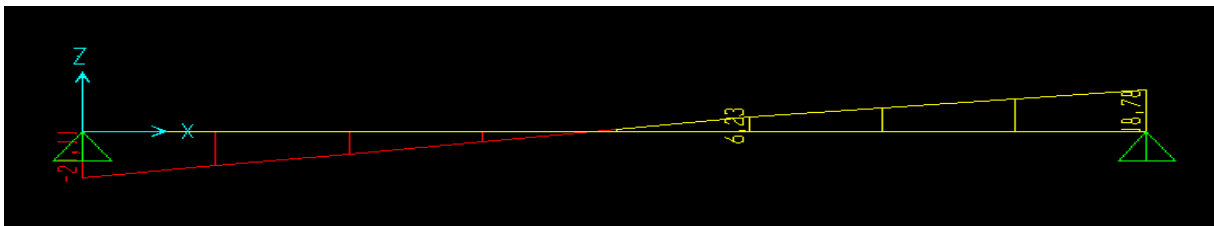


Figure III.27: Effort tranchant ELS Selon SAP 2000.

➤ **Récapitulatif des différents efforts internes :**

Tableau III.19: Les efforts internes des 3 types des escaliers.

Types	ELU		ELS	
	M_{max} (KN .m)	T_{max} (KN .m)	M_{max} (KN .m)	T_{max} (KN .m)
1	23,61	29,13	17,10	18,78
2	22,96	25,60	16,61	18,49
3	17,41	25,12	12,59	18 ,20

III.5.6 Ferrailage des escaliers :

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée.

Avec $M (travée) = 0,85M_0 \text{ KN.m}$, $M (appui) = 0,5M_0 \text{ KN.m}$

Et $M_0 = 23,61 \text{ KN.m}$

Données : $b = 1 \text{ ml}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}$.

III.5.6.1 Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 23,61 = 20,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,121$$

$$\mu_u = 0,121 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,121}) = 0,161$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,161) = 0,101\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} = \frac{20,07 \times 10^{-3}}{0,101 \times 347,82} = 5,71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Le choix est de : 7T12 = 7,92 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 12}{1000}; 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,2; 1,30) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2$ **C.V**

Armature de réparation :

$$Ar = \frac{A_{st}}{4} = 1,98 \text{ cm}^2 \rightarrow Ar = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} \leq \min(36; 33 \text{ cm})$$
 C.V

On prend $St = 15 \text{ cm}$

➤ **En appui :**

$$M_u = 0,5 \times 23,61 = 11,80 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,80 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,071$$

$$\mu_u = 0,071 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,071}) = 0,092$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108(1 - 0,4 \times 0,092) = 0,104\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} = \frac{11,80 \times 10^{-3}}{0,104 \times 347,82} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

Le choix est de : 4T12 = 4,52 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 12}{1000}; 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,2; 1,30) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 1,30 \text{ cm}^2$ **C.V**

Vérification section minimal de RPA :

$$A_{min} = 0,5\% \text{ b.h}$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 0,12 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 7,92 + 4,52 = 12,44 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

Armature de réparation :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Espacement:

$$St \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$$

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(36; 33 \text{ cm}) \quad \text{C.V}$$

On prend $St = 25 \text{ cm}$

ELS:

➤ **En travée :**

$$M_s = 0,85M_0 = 0,85 \times 17,10 = 14,53 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(7,92 \times 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,108 \times 7,92 \times 10^{-4})}{15(7,92 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0401 \text{ m} = 4,01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0401^3}{3} + 15 \times (7,92 \times 10^{-4})(0,108 - 0,0401)^2 = 7,6265 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,01453 \times 0,0401}{7,6265 \times 10^{-5}} = 7,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,01453(0,108 - 0,0401)}{7,6265 \times 10^{-5}} = 194,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 0,5M_0 = 0,5 \times 17,10 = 8,55 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(4,52 \times 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,108 \times 4,52 \times 10^{-4})}{15(4,52 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0320 \text{ m} = 3,20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,0320^3}{3} + 15 \times (4,52 \times 10^{-4})(0,108 - 0,0320)^2 = 5,0083 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,00855 \times 0,0320}{5,0083 \times 10^{-5}} = 5,46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,00855(0,108 - 0,0320)}{5,0083 \times 10^{-5}} = 194,61 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 194,61 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.5.6.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{29,13 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108} = 0,269 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,269 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

C.V

Tableau III.20: Ferrailage adopté dans les différents types d'escaliers.

Type d'escalier	Armatureur longitudinale (cm ²)				Armatureur de répartition (cm ²)			
	A _{st} calculé		A _{st} Choisie		A _{st} calculé		A _{st} choisie	
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
Type1	5,71	3,26	7T12	4T12	1,98	1,13	4T10	4T10
Type2	5,56	3,17	7T12	4T12	1,98	1,13	4T10	4T10
Type3	4,14	2,39	7T12	4T12	1,98	1,13	4T10	4T10

Remarque : type 2 et 3 calculer directement par le logiciel SOCOTEC.

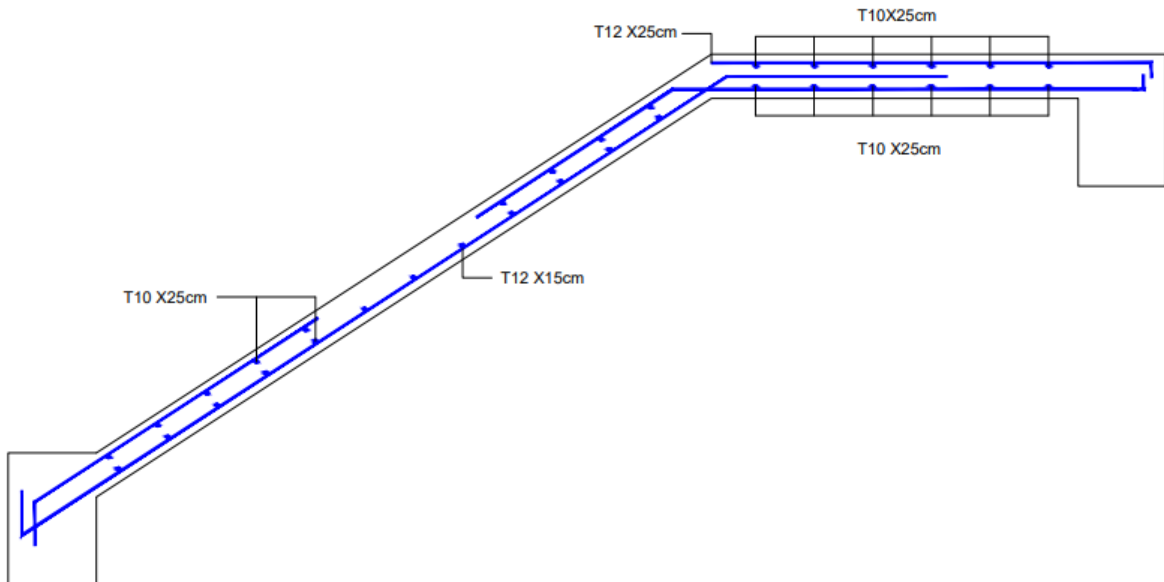


Figure III.28: Schéma du ferrailage d'escaliers type 1.

III.6 Etude de la poutre palière :

III.6.1 Prédimensionnement :

D'après le **BAEL91 modifié 99** on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{564}{15} \leq h \leq \frac{564}{10} \Rightarrow 37,6 \leq h \leq 56,4$$

On prend h=45 cm

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5 \leq b \leq 31,5$$

On prend b=30cm

➤ **Vérification selon RPA99V2003 :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$$

C.V

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

C.V

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \quad \text{C.V}$$

Donc la section de la poutre palière (30×45)cm²

III.6.2 Descente de charge :

➤ **Poids propre de la poutre :**

Palier inférieur : $pp_1 = 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/m}$

Paillasse: $pp_2 = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times \frac{1}{\cos 37,07} = 4,23 \text{ KN/m}$

Palier supérieure : $pp_3 = 0,30 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/m}$

➤ **Poids du mur situé sur la poutre :**

Palier inférieur : $P_1 = 2,92 \times (3,06 - 1,36 - 0,45) = 3,65 \text{ KN/m}$

Paillasse: $P_2 = 2,92 \times (\frac{3,06}{2} - 0,45) = 3,15 \text{ KN/m}$

Palier supérieure : $P_3 = 2,92 \times (3,06 - 2,04 - 0,45) = 1,66 \text{ KN/m}$

➤ **Réaction du palier sur la poutre :**

$$R_{bu} = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 25,98}{5,64} = 9,21 \text{ KN}$$

$$R_{bs} = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 18,78}{5,64} = 6,66 \text{ KN}$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

ELU : $q_u = 1,35 G + R_{bu}$

ELS : $q_s = G + R_{bs}$

La charge d'exploitation dans la poutre palière est nulle : $Q = 0$

Tableau III.21: charges et surcharges en ELU et ELS.

	q_1 (KN/m)	q_2 (KN/m)	q_3 (KN/m)
ELU	18,69	19,17	16,00
ELS	13,68	14,04	11,69

Tableau III.22: Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palière.

	M_{max}	T_{max}
ELU	80,44	59,62
ELS	62,41	46,17

III.6.3 Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple.

Données : $h = 0,45\text{m}$; $b = 0,30\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 0,405$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

III.6.3.1 Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 80,44 = 68,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68,37 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,098$$

$$\mu_u = 0,098 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}) = 0,129$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,129) = 0,384\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{68,37 \times 10^{-3}}{0,384 \times 347,82} = 5,11\text{cm}^2$$

Le choix est de : 6T14 = 9,24 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,35; 1,46) \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 9,24\text{cm}^2 \geq 1,46 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 0,5 \times 80,44 = 40,22\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{40,22 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,057$$

$$\mu_u = 0,057 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,057}) = 0,073$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,073) = 0,393\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{40,22 \times 10^{-3}}{0,393 \times 347,82} = 2,94\text{cm}^2$$

Le choix est de : 5T12 = 5,65 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,35; 1,46) \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 5,65 \text{cm}^2 \geq 1,46 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

ELS:

➤ **En travée :**

$$M_s = 0,85M_0 = 0,85 \times 62,41 = 53,04\text{KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(9,24 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,405 \times 9,24 \times 10^{-4})}{15(9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1526\text{m} = 15,26\text{cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1526^3}{3} + 15 \times (9,24 \times 10^{-4})(0,405 - 0,1526)^2 = 1,2383 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,05304 \times 0,1526}{1,2383 \times 10^{-3}} = 6,53\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,53 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,05304(0,405 - 0,1526)}{1,2383 \times 10^{-3}} = 162,16 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 162,16 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 0,5M_0 = 0,5 \times 62,41 = 31,20 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(5,65 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,405 \times 5,65 \times 10^{-4})}{15(5,65 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1256 \text{ m} = 12,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1256^3}{3} + 15 \times (5,65 \times 10^{-4})(0,405 - 0,1256)^2 = 8,5973 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,03120 \times 0,1256}{8,5973 \times 10^{-4}} = 4,55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,03120(0,405 - 0,1256)}{8,5973 \times 10^{-4}} = 152,09 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 152,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.6.3.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{59,62 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.6.3.3 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,4}{5,64} = 0,0709 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{16M_0} \Rightarrow \frac{0,45}{5,64} = 0,079 \geq \frac{68,37}{16 \times 80,44} = 0,053$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } \frac{9,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,2}{400} & \Rightarrow 0,00760 \leq 0,0105 \quad \text{C.V} \\ \text{En Appui : } \frac{5,65 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,405} \leq \frac{4,2}{400} & \Rightarrow 0,00465 \leq 0,0105 \quad \text{C.V} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.3.4 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min(1,4; 1,28; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,28cm$$

On prend $\phi_t = 8mm$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30cm \right) \text{ et } L=2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,2; 30cm \right)$$

$$S' \leq \min (11,25; 14,4; 30cm)$$

On prend $S' = 10 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 45 = 90cm$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

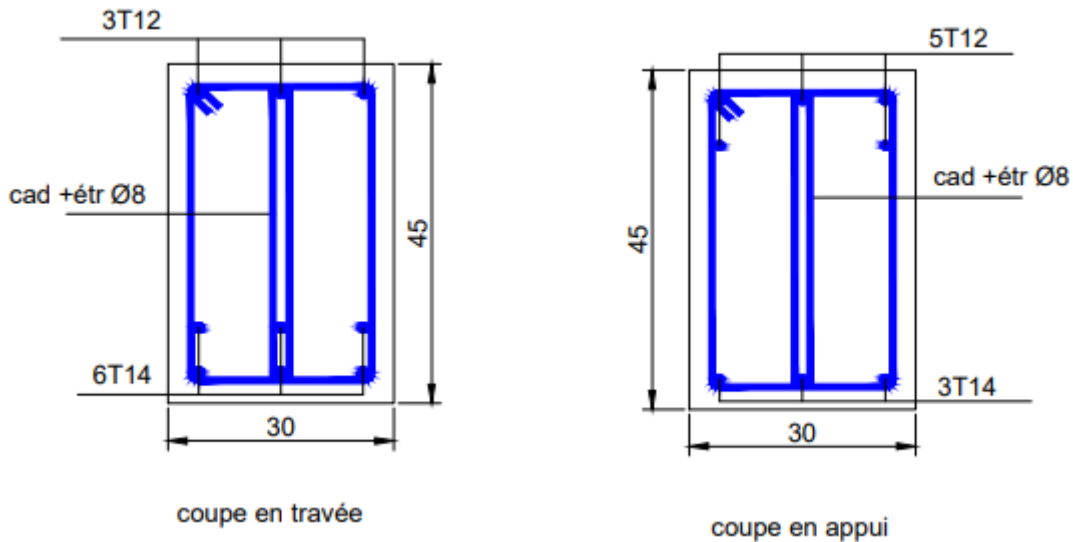


Figure III.29: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7 Ascenseur :

L'ascenseur est prévu pour les structures de cinq étages et plus, où l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Il se compose d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur. Il doit être équipé de dispositifs mécaniques pour déplacer la cabine (moteur électrique, le contrepoids, les câbles).

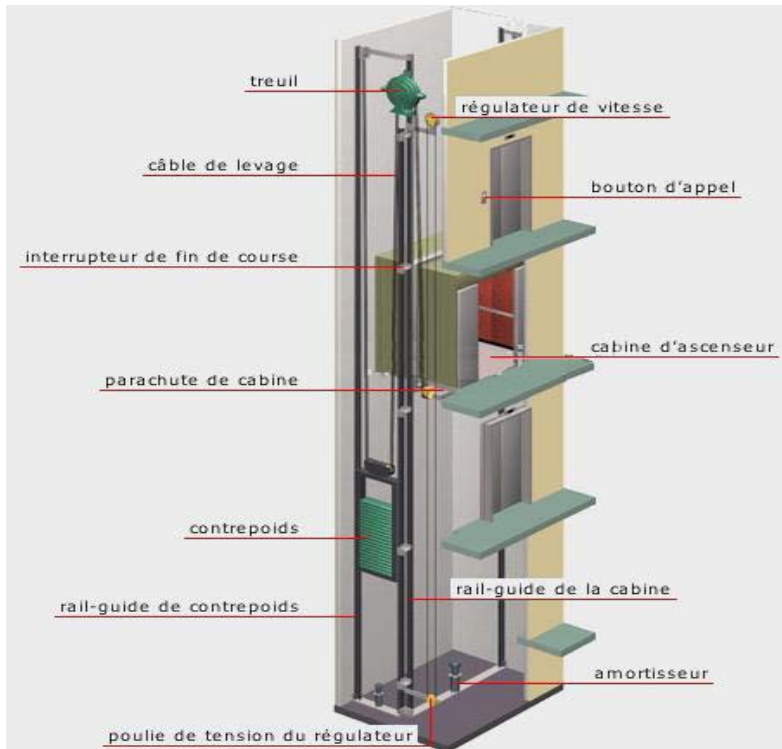


Figure III.30: Schéma d'un ascenseur.[6]

III.7.1 Charges et surcharges supportées par la dalle :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

III.7.1.1 Charge et surcharge de la dalle :

➤ Dimensionnement de la dalle :

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : ($L_x = 1.65 \text{ m}$) ; ($L_y = 2,95\text{m}$)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,95} = 0,55 > 0,4 \quad (\text{La dalle portant dans les deux sens (x, y).})$$

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{1,65}{40} = 4,12 \Rightarrow \begin{cases} h \geq 3.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{Selon la condition de résistance.} \\ h \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow \text{Selon la condition de coupe – feu pendant 2 heures.} \\ h \geq 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{D'après C. B. A. 93.} \end{cases}$$

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement pour que les conditions du poinçonnement soient vérifiées.

➤ Charges et surcharges de la dalle :

Tableau III.23: Charges et surcharge de la dalle.

N°	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine en(B.A)	0,20	25	5

5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes (G)				6,54
Charges d'exploitation (Q)				1

➤ **Combinaison des charges de la dalle :**

ELU: $P_{u1} = (1.35 \times 6.54) + (1.5 \times 1.00) = 10.33 \text{ KN/m}^2$

ELS: $P_{s1} = 6.54 + 1.00 = 7.54 \text{ KN/m}^2$

III.7.1.2 Charge et surcharge de la machine :

La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (630 KG), une moyenne de (78.75 KG) pour une personne.

Le contrepoids est calculé comme suit : P (Contre poids) = P (machine vide) + Q/2 P (Contre poids) = 700 + 630/2 = 1015 KG

Tableau III.24: Charges et surcharge de la machine.

Les composantes	G (KN/m ²)
Moteur	3
Treuil	5
Châssis	1
Limiteur de vitesse	0,5
Cabine vide	7
Etrier	1
Câble	0,5
Accessoire	0,5
Contre poids	10,15
Charges permanentes (G)	28,65
Charges d'exploitation (Q)	6,3

➤ **Combinaison des charges de la dalle :**

ELU: $Q_u = (1.35 \times 28.65) + (1.5 \times 6.3) = 48.13 \text{ KN/m}^2$

ELS: $Q_s = 28.65 + 6.3 = 34.95 \text{ KN/m}^2$

III.7.2 Moments fléchissant :

III.7.2.1 Sous la charge répartie :

D'après C.B.A.93 :

La dalle est appuyée sur leur pourtour avec : (Lx = 1.65 m) ; (Ly = 2,95m)

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,95} = 0,55 > 0,4$ (La dalle portant dans les deux sens (x, y).

D'après l'ANNEXE 1 de C.B.A.93 : Pour la valeur de ($\alpha = 0,55$), on adopte :

Tableau III.25: les valeurs de μ_x et μ_y .

α	ELU ($v = 0$)		ELS ($v = 0.2$)	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,55				

	0,088	0,245	0,092	0,420
--	-------	-------	-------	-------

ELU :

Sens (x-x) : $M_{xu}' = \mu_x \times P_{u1} \times (L_x)^2 = 0,088 \times 10,33 \times (1,65)^2 = 2,47 \text{KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{yu}' = \mu_y \times M_{xu}' = 0,25 \times 2,47 = 0,60 \text{KN.m}$

ELS :

Sens (x-x) : $M_{xs}' = \mu_x \times P_{s1} \times (L_x)^2 = 0,092 \times 7,54 \times (1,65)^2 = 1,88 \text{KN.m}$

Sens (y-y) : $M_{ys}' = \mu_y \times M_{xs}' = 0,420 \times 1,88 = 0,78 \text{KN.m}$

III.7.2.2 Sous la charge concentrée :

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise la méthode de **PIGEAU** qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

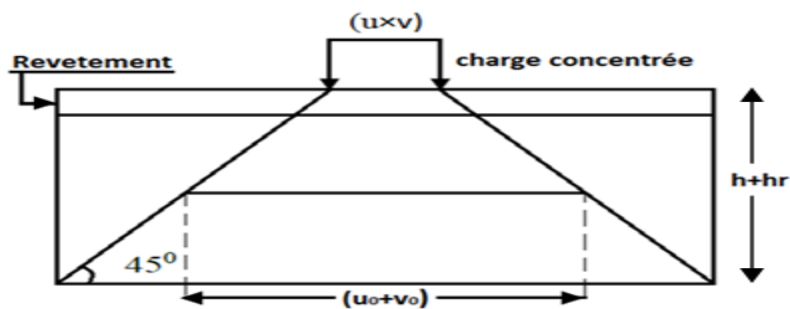


Figure III.31: Zone d'impact.[1]

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante :

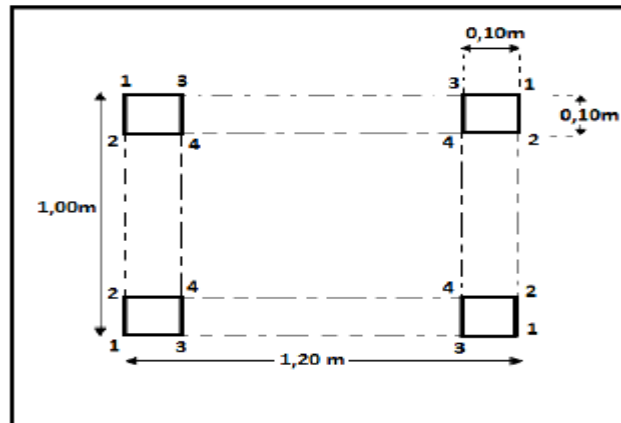
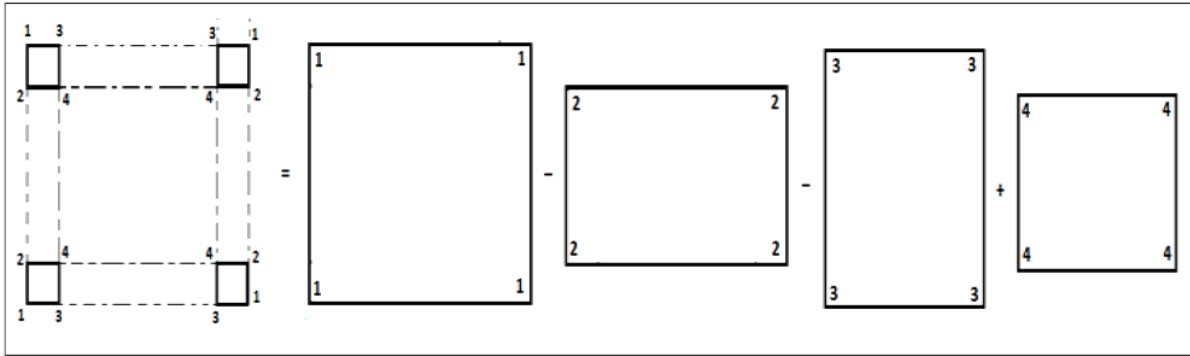


Figure III.32: Dimensions de la charge concentrée.[5]



On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient :

$$M_x = \frac{M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}}{4}$$

$$M_y = \frac{M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}}{4}$$

➤ **Exemple de calcul:** On prend comme exemple de calcul **le panneau (1-1)**.

ELU :

(U = 1.00 m) ; (V = 1.20 m) ; ($h_{la\ dalle} = 0.20\ m$) ; ($h_{revêtement} = 0.05\ m$)

$P_u\ la\ machine = 48,13\ KN / S\ (4\ Pieds) \Rightarrow$ (Charge répartie)

S (4 Pieds) = ($4 \times 0.1 \times 0.1$) = $0.04\ m^2$

$P_u\ la\ machine = \frac{48,13}{0,04} = 1203,25\ KN/m^2$

$U_0 = U + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \Rightarrow$ (Cas d'un revêtement souple).

$U_0 = 1.00 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.275\ m$

$V_0 = V + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \Rightarrow$ (Cas d'un revêtement souple).

$V_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475\ m$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,95} = 0,55 \Rightarrow$ On utilise l'abaque 7 pour la détermination des moments ($M_1 ; M_2$)

$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,65} = 0,77 \Rightarrow M_1 = 7,7 \times 10^{-2}$ et $v = 0$ à (ELU)

$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,95} = 0,5 \Rightarrow M_2 = 3,85 \times 10^{-2}$ et $v = 0$ à (ELU)

$P_{u1} = P_u\ la\ machine \times U \times V = 1203,25 \times 1,00 \times 1,20 = 1443,9\ KN$

$M_{xu1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{u1} = 0,077 \times 1443,9 = 111,18\ KN.m$

$M_{yu1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{u1} = 0,0385 \times 1443,9 = 55,59\ KN.m$

ELS:

(U = 1.00 m) ; (V = 1.20 m) ; ($h_{la\ dalle} = 0.20\ m$) ; ($h_{revêtement} = 0.05\ m$)

$P_s\ la\ machine = 34,95\ KN / S\ (4\ Pieds) \Rightarrow$ (Charge répartie)

S (4 Pieds) = ($4 \times 0.1 \times 0.1$) = $0.04\ m^2$

$P_s\ la\ machine = \frac{34,95}{0,04} = 873,75\ KN/m^2$

$U_0 = U + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \Rightarrow$ (Cas d'un revêtement souple).

$U_0 = 1.00 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.275\ m$

$V_0 = V + h_{la\ dalle} + 1.5 \times h_{revêtement} \Rightarrow$ (Cas d'un revêtement souple).

$$V_0 = 1.20 + 0.20 + 1.5 \times (0.05) = 1.475 \text{ m}$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1,275}{1,65} = 0,77 \quad \Rightarrow M_1 = 7,7 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1,475}{2,95} = 0,5 \quad \Rightarrow M_2 = 3,85 \times 10^{-2} \quad \text{et } v = 0,2 \text{ à (ELS)}$$

$$P_{s1} = P_{s \text{ la machine}} \times U \times V = 873,75 \times 1,00 \times 1,20 = 1048,5 \text{ KN}$$

$$M_{xs1} = (M_1 + v \times M_2) \times P_{s1} = (0,077 + (0,2 \times 0,0385)) \times 1048,5 = 88,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys1} = (M_2 + v \times M_1) \times P_{s1} = (0,0385 + (0,2 \times 0,077)) \times 1048,5 = 56,51 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau III.26: Résultats de calcul.

Panneau	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ /L _x	V ₀ /L _y
(1-1)	1,00	1,20	1,275	1,475	0,77	0,5
(2-2)	0,80	1,20	1,075	1,475	0,65	0,5
(3-3)	1,00	1,00	1,275	1,275	0,77	0,43
(4-4)	0,80	1,00	1,075	1,275	0,65	0,43

Panneau	ELU			ELS				
	M ₁	M ₂	P _{ui} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)	P _{si} (KN)	M _{xi} (KN.m)	M _{yi} (KN.m)
(1-1)	0,101	0,0319	1443,9	145,83	46,06	1048,5	112,58	54,62
(2-2)	0,112	0,0352	1155,12	124,89	39,25	838,8	99,85	48,31
(3-3)	0,104	0,0385	1203,25	125,14	46,32	873,75	97,59	51,81
(4-4)	0,117	0,0418	962,6	112,62	40,23	699	87,62	45,57

ELU:

$$M_{xu} = \frac{145,83 - 124,89 - 125,14 + 112,62}{4} = 2,10 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = \frac{46,06 - 39,25 - 46,32 + 40,23}{4} = 0,18 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{xs} = \frac{112,58 - 99,85 - 97,59 + 87,62}{4} = 0,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = \frac{54,62 - 48,31 - 51,81 + 45,57}{4} = 0,01 \text{ KN.m}$$

III.7.2.3 Superposition des moments fléchissant :

La dalle est soumise à deux types de chargement (répartie, concentré), donc on fait une superposition des moments fléchissant.

ELU:

$$M_{XU} = M_{xu}' + M_{xu} = 2,47 + 2,10 = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{YU} = M_{yu}' + M_{yu} = 0,60 + 0,18 = 0,78 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_{xS} = M_{xs}' + M_{xs} = 1,88 + 0,69 = 2,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{yS} = M_{ys}' + M_{ys} = 0,78 + 0,01 = 0,79 \text{ KN.m}$$

III.7.2.4 Calcul des moments fléchissant réels :

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

ELU :

➤ Sens (x-x) : $M_{xU} = 4,57 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_x = (0,5 \times 4,57) = 2,285 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_x = (0,85 \times 4,57) = 3,8845 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$3,8845 + \frac{2,285 + 2,285}{2} = 6,1695 \geq 1,25 \times 4,57 = 5,71 \quad \text{C.V}$$

➤ Sens (y-y) : $M_{yU} = 0,78 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_y = (0,5 \times 0,78) = 0,39 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_y = (0,85 \times 0,78) = 0,663 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$0,663 + \frac{0,39 + 0,39}{2} = 1,053 \geq 1,25 \times 0,78 = 0,975 \quad \text{C.V}$$

ELS :

➤ Sens (x-x) : $M_{xS} = 2,57 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_x = (0,5 \times 2,57) = 1,285 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_x = (0,85 \times 2,57) = 2,1845 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$2,1845 + \frac{1,285 + 1,285}{2} = 3,4695 \geq 1,25 \times 2,57 = 3,2125 \quad \text{C.V}$$

➤ Sens (y-y) : $M_{yS} = 0,79 \text{ KN.m}$

Moment en appui : $M_w = 0,5 M_y = (0,5 \times 0,79) = 0,395 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0,85 M_y = (0,85 \times 0,79) = 0,6715 \text{ KN.m}$

Vérification de la condition :

$$0,6715 + \frac{0,395 + 0,395}{2} = 1,0665 \geq 1,25 \times 0,79 = 0,9875 \quad \text{C.V}$$

Tableau III.27: Moment fléchissant de la dalle pleine.

Sens	ELU		ELS	
	M _(Travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)	M _(Travée) (KN.m)	M _(appui) (KN.m)
X-X	3,8845	2,285	2,1845	1,285
Y-Y	0,663	0,39	0,6715	0,395

III.7.3 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100 x 20) cm² qui travaille en flexion simple.

Avec : b = 1.00 m ; h = 0.20 m ; d = 0.9 × 0.2 = 0.18 m ; $f_{c28} = 28$ MPa

ELU :

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u \leq \mu_R \text{ (Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{Z\sigma_{st}}$$

D'après le **R.P.A** :

$$A_{st\ min} = 0.08\% \times h \times b$$

$$A_{st\ min} = 0.0008 \times 1 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 20}{1000}; 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(2; 2,17) \text{ cm}^2$$

Tableau III.28 : Ferrailage calculé en appui et en travée sens (x-x).

	Mu (KN.m)	μ_u	α	z	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)
Travée	3,8845	0,0084	0,0105	0,1792	0,62	4T12 = 4,52
Appui	2,285	0,0049	0,0061	0,1795	0,36	4T12 = 4,52

Tableau III.29: Ferrailage calculé en appui et en travée sens (y-y).

	Mu (KN.m)	μ_u	α	z	A_{st} (cm ²)	A_{st} choisi (cm ²)
Travée	0,663	0,0014	0,0017	0,1798	0,10	4T12 = 4,52
Appui	0,39	0,0008	0,0010	0,1799	0,06	4T12 = 4,52

➤ **Calcul des espacements :**

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes :

Tableau III.30: Récapitulation des espacements.

Sens	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
X-X	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	C.V

Y-Y	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	C.V
------------	-------	--------------------------	------------

ELS :

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d - x)}{I}$$

Tableau III.31: Les contraintes dans le béton.

sens (x-x)	X (cm)	I m ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
Travée	4,30	1,5375 × 10 ⁻⁴	0,61	15	C.V	29,19	201,63	C.V
Appui	4,30	1,5375 × 10 ⁻⁴	0,36	15	C.V	17,17	201,63	C.V
sens (y-y)	X (cm)	I m ⁴	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
Travée	4,30	1,5375 × 10 ⁻⁴	0,18	15	C.V	8,97	201,63	C.V
Appui	4,30	1,5375 × 10 ⁻⁴	0,11	15	C.V	5,27	201,63	C.V

III.7.4 Vérification au poinçonnement :

Le moteur de l'ascenseur est supposé appuyé sur quatre appuis, chaque appui prend (1/4) de la charge totale. Il risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de 48,13KN.

La charge appliquée sur chaque appui est : $Q_u = \frac{48,13}{4} = 12,03$ KN

Selon **B.A.E.L 91 modifié 99** :

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h_{la\ dalle} = 0.20$ m ; $h_{revêtement} = 0.05$ m ; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\gamma_b = 1,5$

(P_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen)

(U ; V): Dimensions du pied de châssis $\Rightarrow (0,10 \times 0,10)$ m²

$$U_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375$$
 m

$$V_0 = 0,10 + 0,20 + 1,5 \times (0,05) = 0,375$$
 m

$$P_c = 2 \times (U_0 + V_0) = 2 \times (0,375 + 0,375) = 1,50$$
 m

$$Q_u \leq 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$12,03 \leq 0,045 \times 1,50 \times 0,20 \times \frac{25000}{1,5}$$

12,03 ≤ 225 Donc pas de risque de poinçonnement.

III.7.5 Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucunes armatures transversales si :

- La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- La contrainte tangente vérifiée : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

III.7.5.1 Calcul de la contrainte admissible :

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

III.7.5.2 Calcul de l'effort tranchant :

D'après (B.A.E.L) :

Lorsque des charges réparties et des charges concentrées agissent simultanément, on admet :

$$(V_X = V_x + V_a) \text{ et } (V_Y = V_y + V_b)$$

Avec :

$(V_x ; V_y)$: Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

$(V_a ; V_b)$: Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = 0,55 > 0,4$$

➤ Charge répartie :

$$V_x = \frac{p_u' \times L_X}{2} \times \frac{1}{1+\frac{\alpha}{2}} = \frac{10,33 \times 1,65}{2} \times \frac{1}{1+\frac{0,55}{2}} = 6,68 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{p_u' \times L_X}{2} = \frac{10,33 \times 1,65}{2} = 8,52 \text{ KN} > V_x$$

➤ Charge concentrée :

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{p}{2b+a} \quad \text{et} \quad V_b = \frac{p}{3b} \leq V_a$$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante : $V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$ et $V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$

$$V_{a1} = \frac{1203,25 \times 1 \times 1,20}{2 \times 1,20 + 1} = 424,67 \text{ KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1203,25 \times 0,8 \times 1,20}{2 \times 1,20 + 0,8} = 360,97 \text{ KN}$$

$$V_{a3} = \frac{1203,25 \times 1 \times 1}{2 \times 1 + 1} = 401,08 \text{ KN}$$

$$V_{a4} = \frac{1203,25 \times 0,8 \times 1}{2 \times 1 + 0,8} = 343,78 \text{ KN}$$

$$V_a = 424,67 - 360,97 - 401,08 + 343,78 = 6,4 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = \frac{1203,25}{3 \times 1,20} = 334,23 \leq V_{a1}$$

$$V_{b2} = \frac{1203,25}{3 \times 1,20} = 334,23 \leq V_{a2}$$

$$V_{b3} = \frac{1203,25}{3 \times 1} = 401,08 = V_{a3}$$

$$V_{b4} = \frac{1203,25}{3 \times 1} = 401,08 \geq V_{a4}$$

$$V_b = 334,23 - 334,23 - 401,08 + 401,08 = 0$$

III.7.5.3 Superposition des efforts tranchants:

$$V_X = V_x + V_a = 6,68 + 6,4 = 13,08 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 8,52 + 0 = 8,52 \text{ KN}$$

III.7.5.4 La contrainte tangente:

$$\tau_{ua} = \frac{13,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,072 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\tau_{ub} = \frac{8,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,047 \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

III.8 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les diverses sollicitations pour l'ensemble des éléments secondaires indépendamment de l'action sismique et conçu un ferrailage conforme aux exigences des normes R.P.A99 V 2003, B.A.E.L99, et C.B.A93.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Au cours du dernier siècle, l'Algérie a été frappée par plusieurs séismes dévastateurs, tels que celui de Boumerdes en 2003, qui ont entraîné d'importantes pertes en vies humaines et en biens matériels. Dans ce contexte, l'objectif est de renforcer les structures pour leur conférer une rigidité, une résistance et une ductilité adéquates afin de limiter les dommages lors de séismes de magnitude modérée, qui sont relativement fréquents. Cela permettrait aux structures de subir des déformations plastiques avec des dommages limités, sans risque d'effondrement.

Pour atteindre cet objectif, il est nécessaire de mener une étude parasismique afin d'évaluer le comportement dynamique de l'ouvrage et de s'assurer qu'il satisfait aux conditions et aux critères de sécurité définis par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

IV.2 Objectifs de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres pendant ses vibrations.

Il existe plusieurs logiciels pour faire l'étude dynamique. Pour l'étude de ce bâtiment, nous utiliserons le logiciel SAP2000 version 14.

IV.3 Modélisation de la structure :

Pour étudier la réponse dynamique d'une structure, y compris ses périodes et modes propres, il est essentiel de choisir un modèle dynamique approprié qui reflète au mieux la réalité du système.

Dans ce cadre, le modèle utilisé pour le calcul de la structure est représenté par une console verticale infiniment rigide encastree à sa base, avec les masses concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau.

L'utilisation du logiciel SAP2000 version 14 pour la modélisation et l'analyse de la structure permet de simplifier considérablement les calculs.

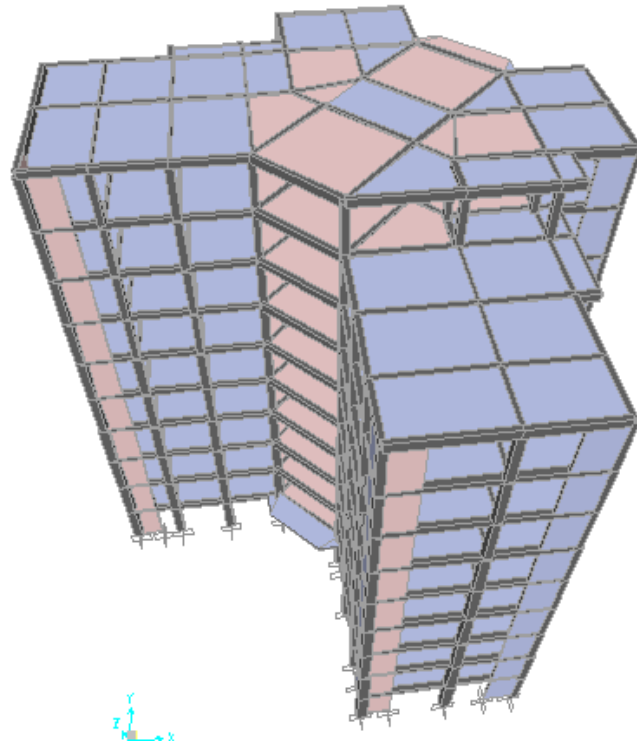


Figure IV.1 : Modèle de la structure.

IV.4 Méthode de calcul :

Selon le RPA99 V2003, Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.4.1 La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

IV.4.2 La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4.4 Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utilisée, il est impératif de vérifier plusieurs conditions conformément aux normes en vigueur en Algérie (RPA99/V2003).

Selon ces normes, la méthode modale spectrale dynamique doit être utilisée en se basant sur le spectre de réponse défini dans le RPA99/V2003.

Cependant, en raison de certaines exigences de vérification, il est nécessaire de recourir à la méthode statique équivalente.

Une fois que l'effort dynamique est calculé, le RPA99/V2003 spécifie la vérification suivante à effectuer :

$$V_{dynamique} > 80\% V_{statique} \quad (\text{RPA99 Version2003-article 4.3.6})$$

Avec :

$V_{dynamique}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

$V_{statique}$: L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

➤ Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} : 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles :

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

IV.6 Calcul de la force sismique totale V:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement global de la structure.

W_T : Poids total de la structure.

IV.6.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

D'après RPA99 V 2003 :

$$T = \min(C_T \times h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{D})$$

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.6** du **R.P.A99 V 2003**.

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

➤ **La formule empirique : $T=C_T \times h_N^{3/4}$**

$C_T = 0.05 \Rightarrow$ Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$h_N = 30,6$ m

$$T = 0,05 \times 30,6^{3/4} = 0,65s$$

➤ **La deuxième formule : $T=0,09h_N/\sqrt{D}$**

$$\text{Sens X-X : } T_x = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{29,54}} = 0,506s$$

$$\text{Sens Y-Y : } T_y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 30,6}{\sqrt{29,54}} = 0,506s$$

$$\Rightarrow T = \min(T; T_x; T_y) = \min(0,65; 0,506; 0,506) = 0,506s$$

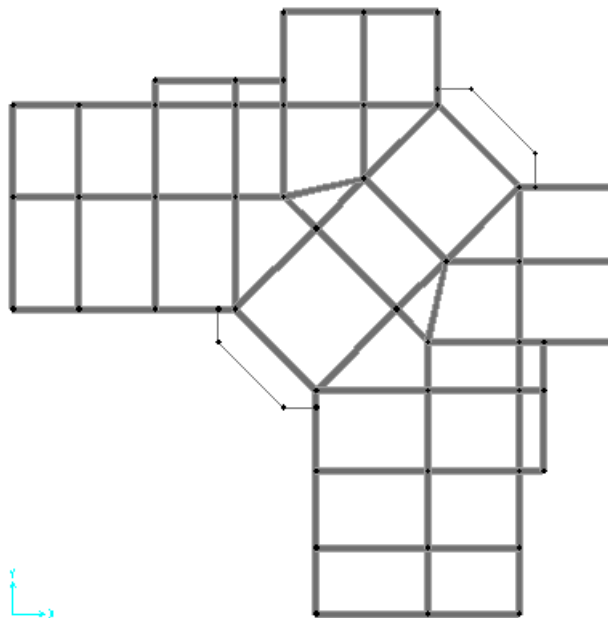
Les valeurs de T , calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = 1,3 \times 0,506 = 0,6578s$$

IV.6.2 La disposition des voiles :

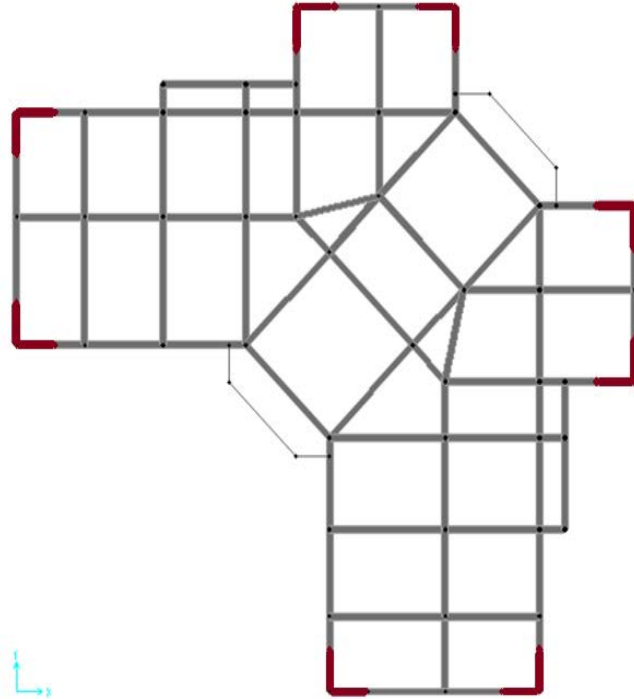
D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T_{num} avec $1.3T_{emp}$

$$T_{num} = 1.01 s > 1,3 \times T_{emp} = 0.6578s$$



Sans voile: $T_{num} = 1.33$ s

Figure IV.2: Disposition 1 (Sans voiles).



Avec voile : $T_{num} = 1.01$ s

Figure IV.3: Disposition 2 (avec voile).

IV.6.3 Coefficient d'accélération A :

Donné par le tableau 4.1 (RPA99V2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone I (D'après la classification sismique de wilaya de TLEMCCEN)

Groupe 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne)

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient : $A = 0,1$

IV.6.4 Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « **tableau 4.3** » **RPA99 V 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « **l'article 3.4** » du **RPA99 V 2003**.

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

IV.6.5 Facteur d'amplification dynamique moyen (D):

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T : la période fondamentale de la structure.

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site (**site S2 : site ferme**) et donnée par le **tableau 4.7** du **RPA99V2003**.

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Pour notre cas on a des portiques en béton armé (remplissage dense) : $\xi=7\%$.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 \geq 0,7$$

Puisque la période fondamentale de la structure T , est comprise entre T_2 et $3s$ ($T_2 < T < 3.0s$), donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule : $2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}}$

Tableau IV.1: Périodes et masses modales de la structure.

La condition	La période choisi
$T \text{ analytique} \leq T \text{ empirique}$	$T = T \text{ analytique}$
$T \text{ empirique} < T \text{ analytique} < 1,3 T \text{ empirique}$	$T = T \text{ empirique}$
$T \text{ analytique} \geq 1,3 T \text{ empirique}$	$T = 1,3 T \text{ empirique}$

Donc on calcule la période avec : $T = 1,3 T_{\text{empirique}}$.

$$T_2 = 0,4 < T = 0,6578 < 3s$$

Suivant le sens x :

$$D_x = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,6578}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1,579$$

Suivant le sens y :

$$D_y = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,4}{0,6578}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1,579$$

IV.6.6 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au tableau 4.4.

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99 V 2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

Dans le sens x : (7 travée)

$$\frac{320}{370} = 0,86 < 1,5.$$

$$\frac{370}{390} = 0,94 < 1,5.$$

$$\frac{390}{238} = 1,63 > 1,5.$$

$$\frac{238}{390} = 0,61 < 1,5.$$

$$\frac{390}{360} = 1,08 < 1,5.$$

$$\frac{545}{4,44} = 1,22 < 1,5.$$

Dans le sens y : (7 travée)

$$\frac{320}{370} = 0,86 < 1,5.$$

$$\frac{370}{390} = 0,94 < 1,5.$$

$$\frac{390}{238} = 1,63 > 1,5.$$

$$\frac{238}{390} = 0,61 < 1,5.$$

$$\frac{390}{360} = 1,08 < 1,5.$$

$$\frac{545}{4,44} = 1,22 < 1,5.$$

$$\frac{444}{450} = 0,98 < 1,5.$$

$$\frac{444}{450} = 0,98 < 1,5.$$

Puisque on a 1 travée qui ne vérifie pas, donc **critère non observé** $\Rightarrow P_{qx} = P_{qy} = 0,05$.

2. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Dans le sens x :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{545}{238} = 2,28 > 1,5 \Rightarrow \text{Critère non observé } P_{qx} = 0,05$$

Dans le sens y :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{545}{238} = 2,28 > 1,5 \Rightarrow \text{Critère non observé } P_{qy} = 0,05$$

3. Régularité en plan :

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a_1 à a_4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

a_1 . Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a_2 . A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a_3 . La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{29,54}{29,54} = 1 < 4$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Dans le sens x :

$$\frac{l_x}{L_x} = \frac{4,50+3,20+3,70+3,90+2,38+3,65+3,70}{29,54} = 0,84 > 0,25$$

Dans le sens y :

$$\frac{l_y}{L_y} = \frac{4,50+3,20+3,70+3,90+2,38+3,65+3,70}{29,54} = 0,84 > 0,25$$

Critère non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0,05$

4. Régularité en élévation :

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b_1 à b_4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

b_1 . Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b_2 . Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b_4 . Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

Dans le sens x :

$$\frac{9,55}{29,54} = 0,32 > 0,2 \quad \text{C.N.V}$$

Dans le sens y :

$$\frac{11,20}{29,54} = 0,37 > 0,2 \quad \text{C.N.V}$$

$$\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{29,54}{29,54} = 1 < 1,5 \quad \text{C.V}$$

Puisque les 3 critères ne sont pas vérifiés donc c'est un critère non observé.

Donc $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise. On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés.

Critère non observé $P_{qx} = P_{qy} = 0.05$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Tableau IV.2: Pénalité en fonction des critères de qualité q .

Critère P_q	Sens x	Sens y
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0.05	0.05
régularité en plan	0.05	0.05
régularité en élévation	0.05	0.05
contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Σ	0,25	0,25

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

$$Q_x = 1 + 0,25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0,25 = 1,25$$

IV.6.7 Le poids total de la structure (W_T):

D'après le RPA99 version 2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, et il est donné par le tableau 4.5 du RPA99, dans notre cas $\beta = 0.2$. (Bâtiment d'habitation).

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel SAP2000 :

Tableau IV.3: Poids des différents étages de la structure.

Niveau	Hauteur	Poids(t)
RDC	3,06	580.559353
Etage 1	6,12	561.406457
Etage 2	9,18	551.986956
Etage 3	12,24	543.386542
Etage 4	15,30	534.786129
Etage 5	18,36	527.004802
Etage 6	21,42	519.223475
Etage 7	24,48	512.261235
Etage 8	27,54	506.274476
Etage 9	30,60	358.836826

Le poids total de la structure : $W_T = 5195.72625t \Rightarrow W_T = 51957,2625KN$

IV.6.8 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

$$\begin{cases} V_{x \text{ statique}} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_T = \frac{0,1 \times 1,579 \times 1,25}{5} \times 51957,2625 = 2051,01 \text{ KN} \\ V_{y \text{ statique}} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_T = \frac{0,1 \times 1,579 \times 1,25}{5} \times 51957,2625 = 2051,01 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.7 Participation massique :

En utilise le SAP2000 pour déterminer la participation massique pour chaque mode.

Tableau IV.4: Participation massique.

1	TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4	MODAL	Mode	1	1,014383	0,00119	0,63369	7,547E-07	0,00119	0,63369
5	MODAL	Mode	2	0,9261	0,70734	0,00001414	0,000002924	0,70853	0,63371
6	MODAL	Mode	3	0,763786	0,00763	0,08858	1,281E-07	0,71616	0,72228
7	MODAL	Mode	4	0,313948	0,00008209	0,11479	0,00001008	0,71624	0,83707
8	MODAL	Mode	5	0,278289	0,13684	0,00002661	0,00002394	0,85308	0,8371
9	MODAL	Mode	6	0,222753	0,00083	0,01924	0,000002856	0,85391	0,85634
10	MODAL	Mode	7	0,158431	0,00006032	0,04721	0,00002814	0,85397	0,90355
11	MODAL	Mode	8	0,135312	0,057	0,00002832	0,00004857	0,91097	0,90358
12	MODAL	Mode	9	0,106022	0,00005834	0,00978	0,00002293	0,91103	0,91336
13	MODAL	Mode	10	0,101732	0,000005115	0,00064	0,09171	0,91104	0,914
14	MODAL	Mode	11	0,100256	0,00001694	0,00108	0,03049	0,91105	0,91508
15	MODAL	Mode	12	0,099246	0,00073	0,02071	0,00000787	0,91178	0,93579

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode.

$$\text{Mode 8} \Rightarrow \begin{cases} \text{Sum UX} = 0.91097 > 90 \% \Rightarrow \text{CV} \\ \text{Sum UY} = 0.90358 > 90 \% \Rightarrow \text{CV} \end{cases}$$

IV.8 Vérifications :

IV.8.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Selon le RPA99 version 2003, il existe une deuxième formule pour vérifier l'effort tranchant à la base :

$$V = F_t + \sum_i^n F_i$$

Avec :

$$\begin{aligned} &\triangleright F_t = 0 && \text{Si } T \leq 0.7s \\ &\triangleright F_t = 0.07 \times T \times V \leq 0.25V && \text{Si } T > 0.7s \end{aligned}$$

Dans le sens x : $T = 0,506s \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \Rightarrow V_x = 2051,01 \text{ KN}$

Dans le sens y : $T = 0,506s \leq 0.7s \rightarrow F_t = 0 \Rightarrow V_y = 2051,01 \text{ KN}$

IV.8.2 Justification de l'effort normal réduit:

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{c28} = 28 \text{ MPa}$.

La combinaison (G+Q+EY) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Vérification spécifique sous l'effort normal réduit.

Niveau	(a=b) (m)	S (m ²)	N _d max (KN)	μ	<0,3
RDC	0,6	0,36	2456,971	0,27	C.V
Etage 1	0,6	0,36	2135,559	0,23	C.V
Etage 2	0,55	0,30	1874,878	0,24	C.V
Etage 3	0,55	0,30	1619,599	0,21	C.V
Etage 4	0,5	0,25	1366,819	0,21	C.V
Etage 5	0,5	0,25	1121,235	0,17	C.V
Etage 6	0,45	0,20	878,958	0,17	C.V
Etage 7	0,45	0,20	643,23	0,12	C.V
Etage 8	0,4	0,16	411,001	0,10	C.V
Etage 9	0,4	0,16	214,677	0,05	C.V

IV.8.3 Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \text{ Avec } R=5$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k$$

$\bar{\Delta}_k$: Déplacement admissible =1% hauteur d'étage=0,0306.

Tableau IV.6: Vérification des déplacements suivant le sens X-X (R=5).

Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Remarque
Etage 9	0,0133	0,0665	0,0055	0,0306	C.V
Etage 8	0,0122	0,061	0,006	0,0306	C.V
Etage 7	0,011	0,055	0,007	0,0306	C.V
Etage 6	0,0096	0,048	0,0075	0,0306	C.V
Etage 5	0,0081	0,0405	0,0085	0,0306	C.V
Etage 4	0,0064	0,032	0,0085	0,0306	C.V
Etage 3	0,0047	0,0235	0,008	0,0306	C.V
Etage 2	0,0031	0,0155	0,0075	0,0306	C.V
Etage 1	0,0016	0,008	0,0055	0,0306	C.V
RDC	0,0005	0,0025	0,0025	0,0306	C.V

Tableau IV.7: Vérification des déplacements suivant le sens Y-Y (R= 5).

Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	$\bar{\Delta}_k$	Remarque
Etage 9	0,0105	0,0525	0,004	0,0306	C.V
Etage 8	0,0097	0,0485	0,005	0,0306	C.V
Etage 7	0,0087	0,0435	0,0055	0,0306	C.V
Etage 6	0,0076	0,038	0,006	0,0306	C.V
Etage 5	0,0064	0,032	0,0065	0,0306	C.V
Etage 4	0,0051	0,0255	0,0065	0,0306	C.V
Etage 3	0,0038	0,019	0,0065	0,0306	C.V
Etage 2	0,0025	0,0125	0,006	0,0306	C.V
Etage 1	0,0013	0,0065	0,0045	0,0306	C.V
RDC	0,0004	0,002	0,002	0,0306	C.V

IV.8.4 Vérification de l'effet P-Delta:

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "k".

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau IV.8: Vérification de l'effet P- Δ suivant x.

Niveau	h (k) (m)	P(k) (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Remarque
Etage 9	3,06	3588,36826	0,0055	322,16	0,020	C.V
Etage 8	3,06	8615,11302	0,006	731,24	0,023	C.V
Etage 7	3,06	13773,72537	0,007	1099,17	0,028	C.V
Etage 6	3,06	18965,96012	0,0075	1425,48	0,032	C.V
Etage 5	3,06	24236,00814	0,0085	1709,37	0,034	C.V
Etage 4	3,06	29583,86943	0,0085	1949,44	0,042	C.V
Etage 3	3,06	35017,73485	0,008	2144,58	0,042	C.V
Etage 2	3,06	40537,60441	0,0075	2293,25	0,043	C.V
Etage 1	3,06	46151,66898	0,0055	2394,06	0,034	C.V
RDC	3,06	51957,26251	0,0025	2446,18	0,017	C.V

Tableau IV.9: Vérification de l'effet P-Δ suivant Y.

Niveau	h (k) (m)	P(k) (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	θ _k	Remarque
Etage 9	3,06	3588,36826	0,004	322,16	0,014	C.V
Etage 8	3,06	8615,11302	0,005	731,24	0,019	C.V
Etage 7	3,06	13773,72537	0,0055	1099,17	0,022	C.V
Etage 6	3,06	18965,96012	0,006	1425,48	0,026	C.V
Etage 5	3,06	24236,00814	0,0065	1709,37	0,030	C.V
Etage 4	3,06	29583,86943	0,0065	1949,44	0,032	C.V
Etage 3	3,06	35017,73485	0,0065	2144,58	0,034	C.V
Etage 2	3,06	40537,60441	0,006	2293,25	0,034	C.V
Etage 1	3,06	46151,66898	0,0045	2394,06	0,028	C.V
RDC	3,06	51957,26251	0,002	2446,18	0,013	C.V

IV.8.5 Vérification au renversement:

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

Avec :

N : Ensemble des charges gravitaires

M : Moment de renversement

$$N = P + P \text{ semelles} + P \text{ remblais} \Rightarrow N = P + 10\% P = 1,1P$$

P : effort normal global de la structure d'après le SAP2000 : *P* = 63767,201KN

$$N = 1,1 \times P = 1,1 \times 63767,201 = 70143,9211KN$$

$$M = \sum Fi \times hi$$

$$Bx = 29,54 \text{ m}$$

$$By = 29,54 \text{ m}$$

$$\text{Sens -X- : } Mx = \sum Fix \times hi = 50535,6858 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens -Y- : } My = \sum Fiy \times hi = 50535,6858 \text{ KN.m}$$

Sens x :

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \Rightarrow e = \frac{50535,6858}{70143,9211} = 0,72 \leq \frac{29,54}{4} = 7,385 \quad \text{C.V}$$

Sens y :

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \Rightarrow e = \frac{50535,6858}{70143,9211} = 0,72 \leq \frac{29,54}{4} = 7,385 \quad \text{C.V}$$

IV.8.6 Vérification du coefficient de comportement R:

Tableau IV.10: Les forces sismiques par SAP2000.

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	KN	KN	KN
EX	LinRespSpec	Max	1811,325	87,554	10,934
EY	LinRespSpec	Max	99,199	1807,576	11,014

➤ **Effort tranchant:**

Tableau IV.11: Les efforts tranchants des voiles par SAP2000.

TABLE: Section Cut Forces - Design						
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
sx	EX	LinRespSpec	Max	-844,47	-1323,939	-3,345
sx	EY	LinRespSpec	Max	-59,156	-67,478	-99,852
sy	EX	LinRespSpec	Max	-481,158	-59,085	-69,404
sy	EY	LinRespSpec	Max	-323,486	-2,804	-1176,264

Sens X-X :

$$\frac{V_x \text{ voile}}{V_x \text{ totale}} = \frac{1323,939}{1811,325} = 0,73 = 73\% \leq 75\% \quad \text{C.V}$$

Sens Y-Y :

$$\frac{V_y \text{ voile}}{V_y \text{ totale}} = \frac{1176,264}{1807,576} = 0,65 = 65\% \leq 75\% \quad \text{C.V}$$

Tableau IV.12: Les efforts normaux des voiles par SAP2000.

TABLE: Section Cut Forces - Design			
SectionCut	OutputCase	CaseType	P
Text	Text	Text	KN
sx	ELS	Combination	-11280,341
sy	ELS	Combination	-9667,141

Tableau IV.13: L'effort normal global des voiles par SAP2000.

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	KN
ELS	Combination	63767,201

• **Sens X-X:**

$$\frac{V_x \text{ voile}}{V_x \text{ totale}} = \frac{11280,341}{63767,201} = 0,17 = 17\% \leq 20\% \quad \text{C.V}$$

• **Sens Y-Y:**

$$\frac{V_y \text{ voile}}{V_y \text{ totale}} = \frac{9667,201}{63767,201} = 0,15 = 15\% \leq 20\% \quad \text{C.V}$$

IV.9 Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode vise à déterminer, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure.

IV.9.1 Spectre de réponse:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant du RPA99, V2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99 Version2003.

Avec :

Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2 → (A = 0.10).

Pourcentage d'amortissement critique (ε) : **Béton armé dense** (ξ = 7%).

Facteur de correction d'amortissement (η) : η = 0.88.

Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site ferme (S2)

(T₁ = 0.15 s) ; (T₂ = 0.40 s).

La période fondamentale de la structure (T) :

T (empirique) = 0.65s

T (numérique) = 1,01s

Facteur de qualité (Q) : Q(x) = Q(y) = 1.25

Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 5).

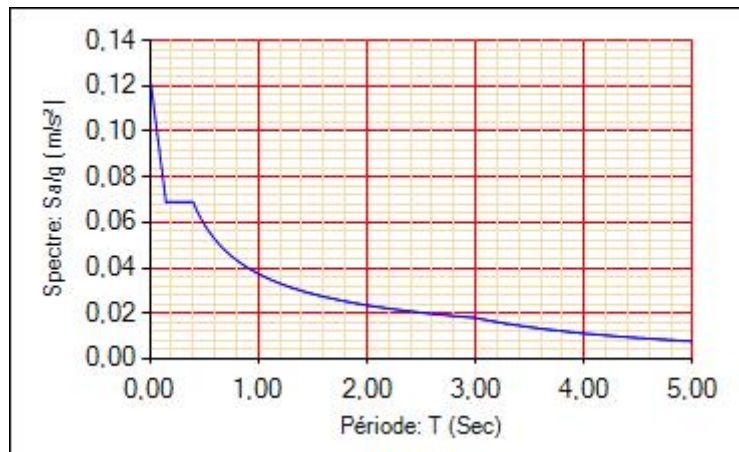


Figure IV.4: Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE ».

IV.9.2 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

D'après le fichier des résultats de SAP2000 on a :

Tableau IV.14: Les réactions à la base obtenue par SAP2000.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
EXsta	LinStatic		-2270,689	1,302E-10
EYsta	LinStatic		9,639E-11	-2270,689
EX	LinRespSpec	Max	1811,325	87,554
EY	LinRespSpec	Max	99,199	1807,576

Tableau IV.15: Vérification de la résultante des forces sismiques.

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		$V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$
	V_x	V_y	V_x	V_y	V_x	V_y	
	2270,689	2270,689	1816,551	1816,551	1811,325	1807,576	CV

IV.10 Conclusion :

Après avoir mené cette étude dynamique, nous constatons que le bâtiment étudié répond à toutes les exigences du règlement parasismique algérien (RPA99/2003), notamment :

- La vérification de la participation massique.
- La vérification de la résultante de la force sismique.
- La stabilité au renversement, vérifiée dans les deux directions principales.
- La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens.
- La vérification des déplacements latéraux inter-étages.
- La vérification de l'effort normal réduit.

Sur la base de ces résultats, nous pouvons conclure que le bâtiment est conçu selon des normes parasismiques rigoureuses, avec des dimensions adéquates pour ses éléments structuraux.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Après avoir réalisé l'étude dynamique avec le logiciel SAP2000 dans le chapitre précédent, nous avons déterminé les efforts internes appliqués aux éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles).

Dans ce chapitre, nous utiliserons ces efforts pour déterminer les sections d'acier nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis.

Le ferrailage sera choisi de manière à être conforme aux règles énoncées dans le RPA99 version 2003, le BAEL91 (révisé en 99), ainsi que le CBA93.

V.2 Etude des poteaux :

V.2.1 Introduction :

Les poteaux sont soumis à un effort normal **N** et à un moment de flexion **M**. Ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2.2 Combinaisons des charges :

➤ Combinaisons fondamentales :

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles :

0.8 G ± E (x ; y)

G + Q ± E (x ; y)

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

V.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_u , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b d}$$

Avec :

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

T_U : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : la largeur de la section étudiée.

d : la hauteur utile.

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

D'après le BAEL 91: $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right)$ (Fissuration préjudiciable)

D'après le RPA99 version 2003 : $\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

ρ_d : Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture.

λ_g : L'élançement géométrique du poteau donné par la formule du RPA 99V 2003.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : La longueur de flambement du poteau. ($l_f = 0.7l_0$).

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes.

Niveau	B (cm ²)	bd (m)	T(KN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ RPA	$\bar{\tau}_{bu}$ BAEL	Vérif.
RDC	60× 60	0,324	18,931	0,058	3,57	0,040	1	2,5	C.V
Etage 1	60× 60	0,324	37,291	0,115	3,57	0,040	1	2,5	C.V
Etage 2	55× 55	0,272	29,891	0,109	3,89	0,040	1	2,5	C.V
Etage 3	55× 55	0,272	36,372	0,133	3,89	0,040	1	2,5	C.V
Etage 4	50× 50	0,225	30,471	0,135	4,28	0,040	1	2,5	C.V
Etage 5	50× 50	0,225	36,711	0,163	4,28	0,040	1	2,5	C.V
Etage 6	45× 45	0,182	30,766	0,169	4,76	0,040	1	2,5	C.V
Etage 7	45× 45	0,182	34,805	0,191	4,76	0,040	1	2,5	C.V
Etage 8	40× 40	0,144	44,17	0,306	5,35	0,075	1,875	2,5	C.V
Etage 9	40× 40	0,144	40,615	0,282	5,35	0,075	1,875	2,5	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.2.4 Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

- N max \Rightarrow M correspondant. (ELU)
- M max \Rightarrow N correspondant. ($G + Q \pm E (x ; y)$)
- N min \Rightarrow M correspondant. ($0.8 G \pm E (x ; y)$)

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.2: Sollicitations des poteaux.

Niveau	B (cm ²)	ELU		$G + Q \pm E (x ; y)$		$0.8 G \pm E (x ; y)$	
		N max (KN)	M cor (KN.m)	M max (KN.m)	N cor (KN)	N min (KN)	M cor (KN.m)
RDC	60× 60	3211,44	8,5958	61,0915	1956,779	273,541	16,3259
Etage 1	60× 60	2781,529	33,5841	82,3489	1305,622	62,833	10,6373
Etage 2	55× 55	2442,472	39,1574	77,6181	1134,615	18,645	27,7275
Etage 3	55× 55	2113,274	43,5293	97,2364	1319,332	14,726	34,4825
Etage 4	50× 50	1787,742	36,3344	84,9594	1095,079	43,654	30,1691

Etage 5	50× 50	1471,151	43,1036	99,0012	883,431	52,585	2,066
Etage 6	45× 45	1157,524	34,4899	77,6236	686,602	26,385	1,3282
Etage 7	45× 45	850,49	41,9956	86,7464	502,183	4,377	0,9267
Etage 8	40× 40	545,968	30,3814	73,4999	121,851	15,552	1,3567
Etage 9	40× 40	288,312	17,2314	81,4099	168,781	35,833	1,199

V.2.5 Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée.

Le RPA 99 version 2003 (article 7.4.2.1) exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\Phi_{\min} = 12\text{mm}$).
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

❖ Exemple de calcul :

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC :

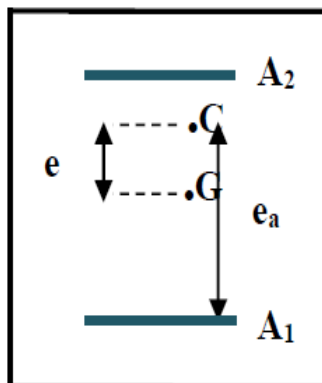
$S=b \times h = (60 \times 60) \text{ cm}^2$; $N=3211,44\text{KN}$; $M=8,5958\text{KN.m}$; $V=18,931\text{KN}$

$d=0,9h = 0,54\text{m}$; $d' = 0,1h = 0,06\text{m}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $\sigma_{st} = 347,82\text{MPa}$

➤ L'excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{8,5958}{3211,44} = 0,00267\text{m}$$

N : Effort de compression, donc C sera posé au dessus de G.



$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = e + \left(0,54 - \frac{0,6}{2}\right)$$

$$e_a = 0,24267\text{m}$$

➤ Calcul du moment fictif M_A :

$$M_A = N_u \cdot e_a$$

$$M_A = 3211,44 \times 10^{-3} \times 0,24267$$

$$M_A = 0,779 \text{ MN.m}$$

➤ **Vérification du domaine :**

$$N_u(d - d') - M_A = 3,21144(0,54 - 0,06) - 0,779$$

$$N_u(d - d') - M_A = 0,7624 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,06}{0,60}) \times 0,6 \times 0,6^2 \times 14,17$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 0,7835 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2)$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = (0,337 - 0,81 \frac{0,06}{0,54}) \times 0,6 \times 0,54^2 \times 14,17$$

$$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 0,6123 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (3)$$

(1) < (2) Domaine 3 La section est partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_A}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,779}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,314 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A } (A_2 = 0).$$

On a :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,314}) = 0,487.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,54(1 - 0,4 \times 0,487) = 0,434 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{347,82} \left(\frac{0,779}{0,434} - (3211,44 \times 10^{-3}) \right) = -40,72 \text{ cm}^2 < 0$$

On prend $A_1 = 0$ Le béton peut résister sans ferrailage.

De la même manière, on calcule le ferrailage dû aux autres sollicitations, et on le regroupe dans ce tableau :

Tableau V.3: Ferrailage des poteaux avec la sollicitation la plus défavorable.

Sollicitations	N (MN)	M (MN.m)	Section	μ_u	α	z (m)	A_2 (cm ²)	A_1 (cm ²)
N max ; M cor	3,21144	0,0085958	SPC Domaine 3	0,314	0,487	0,434	0	-40,72
M max ; N cor	0,883431	0,0990012	SPC Domaine 2	0,191	0,267	0,401	0	-5,68
N min ; M cor	0,004377	0,0009267	SPC Domaine 2	0,0016	0,002	0,404	0	-0,0041

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec le min de RPA99 version 2003.

➤ **Ferrailage minimal :**

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 0,7\% \times 60 \times 60$$

$$A_{min} = 25,2 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{st} = 4T20 + 8T16 = 28,65 \text{ cm}^2$.

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	N (MN)	M (MN.m)	e_a (m)	M_A (MN.m)	μ_u	α	z (m)	$A_{calcul \acute{e}}$ (cm ²)
RDC	3,21144	0,0085958	0,24267	0,779	0,314	0,487	0,434	-40,72
Etage 1	2,781529	0,0335841	0,25207	0,701	0,282	0,424	0,448	-34,98
Etage 2	2,442472	0,0391574	0,23603	0,576	0,301	0,461	0,403	-29,12
Etage 3	2,113274	0,0435293	0,24059	0,508	0,266	0,394	0,416	-25,64
Etage 4	1,787742	0,0363344	0,22032	0,393	0,273	0,407	0,376	-21,34
Etage 5	1,471151	0,0431036	0,22929	0,337	0,234	0,338	0,389	-17,38
Etage 6	1,157524	0,0344899	0,20979	0,242	0,231	0,333	0,351	-13,45
Etage 7	0,85049	0,0419956	0,22937	0,195	0,186	0,259	0,363	-9,00
Etage 8	0,545968	0,0303814	0,21564	0,117	0,159	0,217	0,328	-5,44
Etage 9	0,288312	0,0172314	0,21976	0,063	0,085	0,111	0,344	-3,02

Tableau V.5: Récapitulatif Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	B (cm ²)	Section	$A_{calcul \acute{e}}$ (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
					choix	Section (cm ²)
RDC	60× 60	SPC Domaine 3	-40,72	25,2	4T20+8T16	28,65
Etage 1	60× 60	SPC Domaine 3	-34,98	25,2	4T20+8T16	28,65
Etage 2	55× 55	SPC Domaine 3	-29,12	21,17	12T16	24 ,12
Etage 3	55× 55	SPC Domaine 2	-25,64	21,17	12T16	24,12
Etage 4	50× 50	SPC Domaine 2	-21,34	17,5	12T14	18,48
Etage 5	50× 50	SPC Domaine 2	-17,38	17,5	12T14	18,48
Etage 6	45× 45	SPC Domaine 2	-13,45	14,17	8T16	16,08
Etage 7	45× 45	SPC Domaine 2	-9,00	14,17	8T16	16,08
Etage 8	40× 40	SPC Domaine 2	-5,44	11,2	8T14	12,32
Etage 9	40× 40	SPC Domaine 2	-3,02	11,2	8T14	12,32

V.2.6 Vérification de ferrailage longitudinal:

- **Suivant le RPA :**
- **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,7\% \times b \times h = 0,7\% \times 60 \times 60$$

$$A_{min} = 25,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 28,65\text{cm}^2 > A_{min} \quad \text{C.V}$$

➤ **La section maximale :**

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{max} = 4\% \times b \times h = 144 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 6\% \times b \times h = 216 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 28,65\text{cm}^2 < A_{max} \quad \text{C.V}$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \quad \text{Zone (I)}$$

Tableau V.6: Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier.

Ø (max) (mm)	L _r (calculé) (cm)	L _r (choix) (cm)
Ø 20	80	80
Ø 16	64	70
Ø 14	56	60

➤ **Suivant les règles BAEL91 :**

La section minimale : $A_{min} = 0,2\% \times b \times h = 7,2 \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 28,65\text{cm}^2 > A_{min} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{400} = 4,347 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 28,65\text{cm}^2 > A_{min} \quad \text{C.V}$$

V.2.7 Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\theta_l, 15 \text{ cm})$ Zone (I)

Dans la zone courante : $t' \leq 15\theta_l$ Zone (I)

Avec :

θ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **Section minimale d'armature transversale :**

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t \cdot b_1$, en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \theta_t$ minimum.

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon **RPA99 V2003**:

Zone nodale : Zone (I)

$$t \leq \text{Min} (10 \times 1,4, 15\text{cm})$$

$$t \leq \text{Min} (14 ; 15) \text{ cm}$$

$$t = 10\text{cm}$$

Zone courante : Zone (I)

$$t' \leq 15 \times 1,4 = 21\text{cm}$$

$$t' = 20\text{cm}$$

D'après **BAEL 91** :

$$\theta_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \theta_l \right)$$

$$\theta_t \leq \text{Min} \left(\frac{60}{35} ; \frac{6}{10} ; 1,4 \right)$$

$$\theta_t \leq \text{Min} (1,71; 6; 1,4)$$

On adopte: $\theta 8$

Avec :

θ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau le plus sollicité du RDC :

$$\lambda_g = 3,57 ; \rho_a = 3,75 ; t = 0,10\text{m} ; V = 0,018931\text{MN} ; h = 0,6\text{m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,01893 \times 0,10}{0,6 \times 400} = 0,295\text{cm}^2$$

➤ **Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

$3 < \lambda_g = 3,57 < 5 \Rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limitent précédentes

$$\begin{cases} F(x_a) = Y_a \Rightarrow F(5) = 0,3 \% \\ F(x_b) = Y_b \Rightarrow F(3) = 0,8 \% \end{cases}$$

$$F(x) = \frac{Y_a - Y_b}{x_a - x_b} \times (x) + \frac{(x_a \times Y_b) - (x_b \times Y_a)}{x_a - x_b}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (3,57) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,65\%$$

$$\frac{A_t}{t \times b} = 0,65\%$$

$$A_t(\text{min}) = 0,65\% \times 0,1 \times 0,6 = 3,9 \text{ cm}^2$$

Tableau V.7:Ferrailage transversal des poteaux.

Niveau	h (cm)	V(KN)	λ_g	ρ_a	t(cm)	t' (cm)	$A_{t\ min}$ (cm ²)	$A_{t\ cal}$ (cm ²)	$A_{t\ choisi}$ (cm ²)
RDC	60	18,931	3,57	3,75	10	20	3,9	0,295	$\emptyset 8$
Etage 1	60	37,291	3,57	3,75	10	20	3,9	0,582	$\emptyset 8$
Etage 2	55	29,891	3,89	3,75	10	20	3,13	0,509	$\emptyset 8$
Etage 3	55	36,372	3,89	3,75	10	20	3,13	0,619	$\emptyset 8$
Etage 4	50	30,471	4,284	3,75	10	20	2,39	0,571	$\emptyset 8$
Etage 5	50	36,711	4,284	3,75	10	20	2,39	0,688	$\emptyset 8$
Etage 6	45	30,766	4,76	3,75	10	20	1,62	0,64	$\emptyset 8$
Etage 7	45	34,805	4,76	3,75	10	20	1,62	0,725	$\emptyset 8$
Etage 8	40	44,17	5,355	2,5	10	20	1,2	0,69	$\emptyset 8$
Etage 9	40	40,615	5,355	2,5	10	20	1,2	0,634	$\emptyset 8$

➤ **Longueur de la zone nodale :**

La zone nodale est définie par l' et h' , qui sont représentées sur la figure suivante :

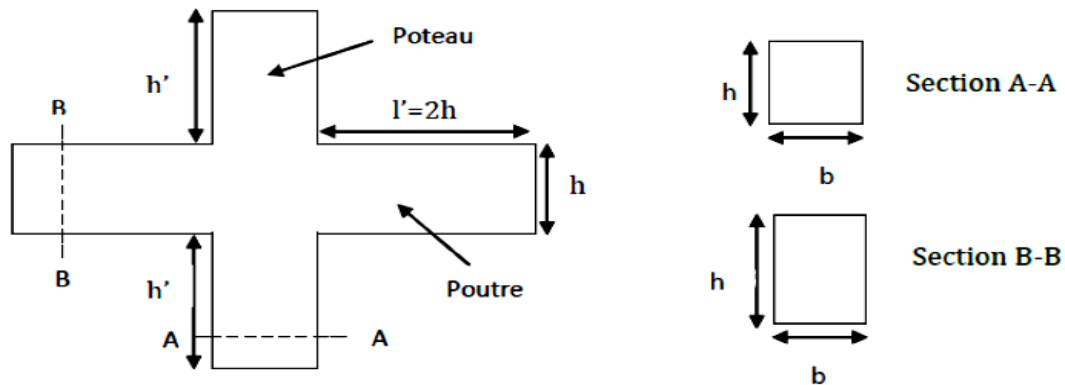


Figure V.1: Zone nodale.[5]

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

Où :

h_e : Hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : les dimensions de la section du poteau.

Poutre :

$l' = 2 \times h$ Avec : (h : Hauteur de la poutre).

Tableau V.8:La longueur de la zone nodale.

Niveau	Poteau			Poutre	
	a = b (cm)	h_e (cm)	h' (cm)	h (cm)	l' (cm)
RDC+ Etage 1	60	306	60	45	90
Etage 2+ Etage 3	55	306	60	35	70
Etage 4+ Etage 5	50	306	60		
Etage 6+ Etage 7	45	306	60		
Etage 8+ Etage 9	40	306	60		

V.2.8 Vérification à l'ELS :

➤ **Exemple de calcul :**

Le poteau le plus sollicité du RDC.

$a = b = 60 \text{ cm}$; $n = 15$; $A_1 = 28,65 \text{ cm}^2$; $A_2 = 0 \text{ cm}^2$; $d = 54 \text{ cm}$.

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,0063107}{2,347607} = 0,002688 \text{ m}$$

e_1 sera défini par l'équation du 3ème degrés suivante : $e_1^3 + P e_1 + q = 0$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(0,002688 - \frac{0,6}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 0,002865}{0,6} \left(0,002688 - \frac{0,6}{2} + 0,54 \right)$$

$$P = -0,1608 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0,002688 - \frac{0,6}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 0,002865}{0,6} \left(0,002688 - \frac{0,6}{2} + 0,54 \right)^2$$

$$q = -0,0778 \text{ m}^3$$

Méthode des interactions successives:

On a : $e_1 = \sqrt[3]{-P e_1 - q}$

On prend la valeur de $e_1 = 0,5 \text{ m}$

e_1 choisi	e_1 trouvé
0,5	0,540
0,540	0,548
0,548	0,549
0,549	0,549

On adopte : $e_1 = 0,549 \text{ m}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,6}{2} + 0,549 - 0,002688 = 0,846 \text{ m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s x}{S}$$

Avec :

$$S = \frac{b x^2}{2} - n A_1 (d - x)$$

$$S = \frac{0,6 \times 0,846^2}{2} - 15 \times 0,002865 (0,54 - 0,846) = 0,22786515 \text{ m}^3 = 227865,15 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,347607 \times 0,846}{0,22786515} = 8,71 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 2,347607 (0,54 - 0,846)}{0,22786515} = 47,28 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

On va faire la même chose pour les autres étages, les résultats seront regroupés dans le tableau suivant :

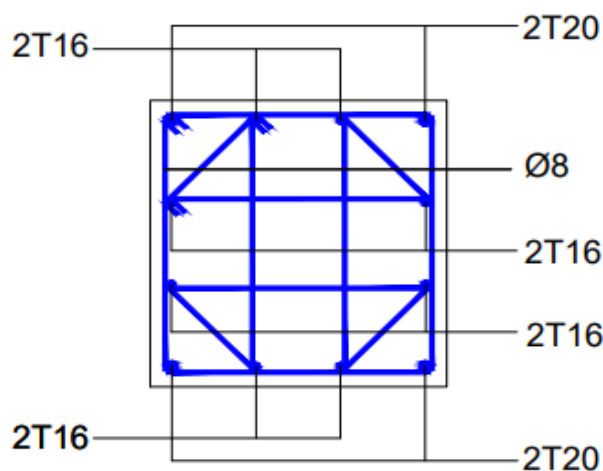
Tableau V.9: Vérification à l'ELS.

Niveau	e (m)	P (m ²)	q (m ³)	e ₁ (m)	X(m)	S (m ³)	σ_{bc}	σ_{st}	vérif.
RDC+ Etage 1	0,002688	-0,1608	-0,0778	0,549	0,846	0,22786515	8,71	47,28	C.V
Etage 2+ Etage 3	0,015930	-0,1082	-0,0567	0,476	0,735	0,157245075	8,34	40,89	C.V
Etage 4+ Etage 5	0,020214	-0,0851	-0,0403	0,424	0,653	0,11222941	7,60	35,47	C.V
Etage 6+ Etage 7	0,029636	-0,0470	-0,0290	0,357	0,552	0,07210404	6,48	25,89	C.V
Etage 8+ Etage 9	0,055288	-0,0031	-0,0189	0,270	0,414	0,03527712	4,68	9,17	C.V

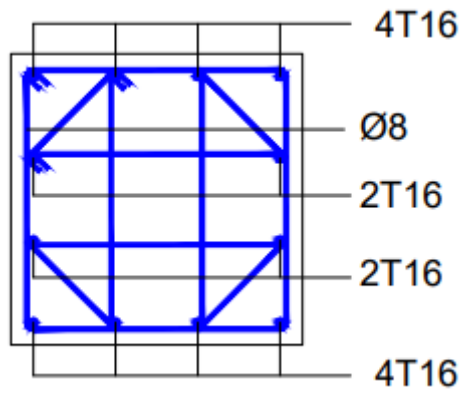
V.2.9 Schéma du ferrailage :

Le schéma du ferrailage du poteau est illustré sur la figure suivante :

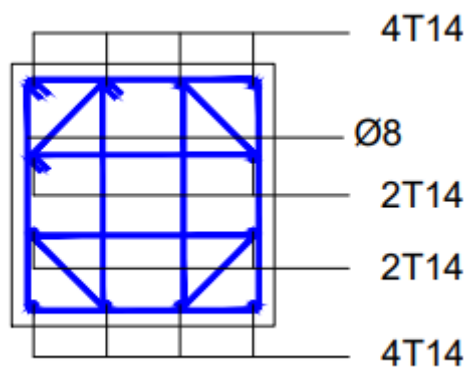
Poteau 60×60



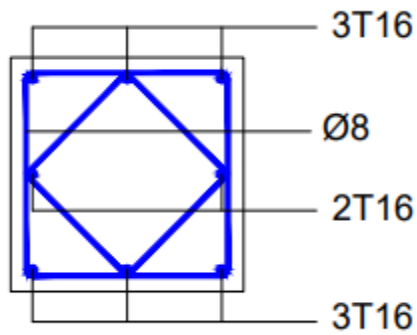
Poteau 55×55



Poteau 50×50



Poteau 45×45



Poteau 40×40

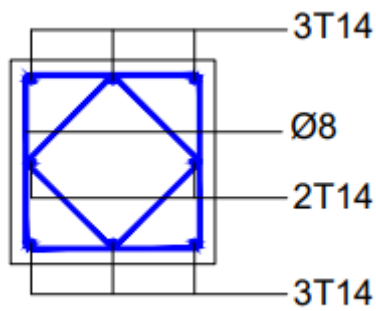


Figure V.2 : Ferrailage des poteaux.

V.3 Etude des poutres :

V.3.1 Introduction :

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

Poutres principales: $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires: $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ et $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Bande noyée : $(30 \times 21) \text{ cm}^2$

V.3.2 Combinaisons des charges :

➤ Combinaisons fondamentales :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles :

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

V.3.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :

➤ Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone I.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par $A_t = 0.003.s.b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12\varnothing)$.
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$
- La valeur du diamètre \varnothing est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.4 Sollicitations dans les poutres :

Tableau V.10: Sollicitations dans les poutres.

Éléments	ELU		ELS		G + Q ± E		0.8G ± E	
	M_{trav} (KN.m)	M_{app} (KN.m)	M_{trav} (KN.m)	M_{app} (KN.m)	M_{trav} (KN.m)	M_{app} (KN.m)	M_{trav} (KN.m)	M_{app} (KN.m)
PP (30×45)	80,82	133,00	58,56	96,46	102,97	154,67	102,48	142,01
T	123,56		89,78		151,34		138,06	
PS (30×35)	39,06	52,05	28,58	37,92	54,13	69,48	44,90	59,86
T	75,23		54,88		105,76		90,30	
PS (30×45)	73,23	100,99	53,76	74,04	77,37	105,39	73,91	91,06
T	100,77		70,63		121,51		86,38	
Bande noyer (30×21)	10,74	15,47	7,95	11,44	8,38	14,72	6,75	12,37
T	26,46		19,59		21,08		17,13	

V.3.5 Calcul des poutres principales :

V.3.5.1 Calcul des armatures longitudinales :

$b = 0.3\text{m}$; $h = 0.45\text{m}$; $d = 0.405\text{m}$; $d' = 0.045\text{m}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$

ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 102,97\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{102,97 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,147$$

$$\mu_u = 0,147 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147}) = 0,199$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,199) = 0,372\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{102,97 \times 10^{-3}}{0,372 \times 347,82} = 7,95\text{cm}^2$$

Le choix est de : 6T14 = 9,24 cm²

➤ **En appui :**

$$M_u = 154,67\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = \frac{154,67 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,221$$

$$\mu_u = 0,221 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,221}) = 0,316$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,316) = 0,353\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{154,67 \times 10^{-3}}{0,353 \times 347,82} = 12,59\text{cm}^2$$

Le choix est de : 6T14+3T16 = 15,27 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{400}\right) cm^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 45}{1000}; 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400}\right) cm^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,35; 1,46) cm^2$$

Donc : $A_{st} = 9,24 cm^2 \geq 1,46 cm^2$ **C.V**

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 45$$

$$A_{min} = 6.75 cm^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 9,24 + 15,27 = 24,51 cm^2 > A_{min} = 6.75 cm^2$$
 C.V

➤ **Armatures maximales :**

➤ Dans la zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 45) = 54 cm^2$$

➤ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 45) = 81 cm^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 6T14 = 9,24 cm^2$

En appuis : $A_{sa} = 6T14 + 3T16 = 15,27 cm^2$

Vérification à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_s = 58,56 kN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(9,24 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,405 \times 9,24 \times 10^{-4})}{15(9,24 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1526 m = 15,26 cm$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1526^3}{3} + 15 \times (9,24 \times 10^{-4})(0,405 - 0,1526)^2 = 1,2383 \times 10^{-3} m^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,05856 \times 0,1526}{1,2383 \times 10^{-3}} = 7,21 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,05856(0,405 - 0,1526)}{1,2383 \times 10^{-3}} = 179,04 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 96,46 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(15,27 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,405 \times 15,27 \times 10^{-4})}{15(15,27 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1837 \text{ m} = 18,37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1837^3}{3} + 15 \times (15,27 \times 10^{-4})(0,405 - 0,1837)^2 = 1,7416 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,09646 \times 0,1837}{1,7416 \times 10^{-3}} = 10,17 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,09646(0,405 - 0,1837)}{1,7416 \times 10^{-3}} = 183,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 183,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

V.3.5.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{151,34 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

V.3.5.3 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,4; \frac{45}{35}; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (1,4; 1,28; 3)$$

$$\phi_t \leq 1,28 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm} \right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4; 30cm \right)$$

$$S' \leq \min (11,25; 16,8; 30cm)$$

On prend $S' = 10 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 45 = 90cm$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (en zone I).

$$\emptyset = 1,4 \text{ cm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 1,6 \text{ cm} \quad L_r = 1,6 \times 40 = 64 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 70 \text{ cm}$$

V.3.6 Calcul des poutres secondaires :

V.3.6.1 Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 0.3m; h = 0.35m; d = 0.315m; d' = 0.035m; f_e = 400MPa; f_{bc} = 14,17MPa$$

ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 54,13KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{54,13 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,128$$

$$\mu_u = 0,128 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,128}) = 0,171$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,171) = 0,293m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{54,13 \times 10^{-3}}{0,293 \times 347,82} = 5,31cm^2$$

Le choix est de : $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

$$M_u = 69,48KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{69,48 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17} = 0,164$$

$$\mu_u = 0,164 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,164}) = 0,225$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,315(1 - 0,4 \times 0,225) = 0,286m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{69,48 \times 10^{-3}}{0,286 \times 347,82} = 6,98cm^2$$

Le choix est de : $5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 35}{1000}; 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1,05; 1,14) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 1,14 \text{ cm}^2$ **C.V**

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35$$

$$A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 5,65 + 7,70 = 13,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,25 \text{ cm}^2$$
 C.V

➤ **Armatures maximales :**

➤ Dans la zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_s = 28,58 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(5,65 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,315 \times 5,65 \times 10^{-4})}{15(5,65 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1081 \text{ m} = 10,81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1081^3}{3} + 15 \times (5,65 \times 10^{-4})(0,315 - 0,1081)^2 = 4,8911 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,02858 \times 0,1081}{4,8911 \times 10^{-4}} = 6,31 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,31 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,02858(0,315 - 0,1081)}{4,8911 \times 10^{-4}} = 181,34 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 181,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 37,92 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(7,70 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,315 \times 7,70 \times 10^{-4})}{15(7,70 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1219 \text{ m} = 12,19 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,1219^3}{3} + 15 \times (7,70 \times 10^{-4})(0,315 - 0,1219)^2 = 6,1181 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sx}}{I} = \frac{0,03792 \times 0,1219}{6,1181 \times 10^{-4}} = 7,55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,03792(0,315 - 0,1219)}{6,1181 \times 10^{-4}} = 185,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 185,58 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

V.3.6.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{105,76 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 1,11 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 1,11 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

V.3.6.3 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min(1,2; 1; 3)$$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm} \right) \text{ et } L = 2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30cm \right)$$

$$S' \leq \min (8,75; 14,4; 30cm)$$

On prend $S' = 7 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 35 = 70cm$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

On prend $S = 15 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \quad L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

V.3.7 Calcul des bandes noyées :

V.3.7.1 Calcul des armatures longitudinales :

$$b = 0.3m; h = 0.21m; d = 0.189m; d' = 0.021m; f_e = 400MPa; f_{bc} = 14,17MPa$$

ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,74 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,070$$

$$\mu_u = 0,070 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,070}) = 0,090$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,090) = 0,182m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{10,74 \times 10^{-3}}{0,182 \times 347,82} = 1,69cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 21 = 3,15cm^2$$

Le choix est de : 3T12 = 3,39 cm²

➤ **En appui :**

$$M_u = 15,47 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,101$$

$$\mu_u = 0,101 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,101}) = 0,133$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \times 0,133) = 0,178m$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{15,47 \times 10^{-3}}{0,178 \times 347,82} = 2,49cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h$$

$$A_{min} = 0,5\% \times 30 \times 21 = 3,15cm^2$$

Le choix est de : $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_t 28}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{30 \times 21}{1000}; 0,23 \times 30 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(0,63; 0,68) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 \geq 0,68 \text{ cm}^2$ **C.V**

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 21$$

$$A_{min} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} = 3,39 + 4,62 = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,15 \text{ cm}^2$$
 C.V

➤ **Armatures maximales :**

➤ Dans la zone courante :

$$A_{max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 4\% (30 \times 21) = 25,2 \text{ cm}^2$$

➤ Dans la zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{max} = 6\% (30 \times 21) = 37,8 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

En travée : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_{sa} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_s = 7,95 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(3,39 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,189 \times 3,39 \times 10^{-4})}{15(3,39 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0648 \text{ m} = 6,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,0648^3}{3} + 15 \times (3,39 \times 10^{-4})(0,189 - 0,0648)^2 = 1,0564 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,00795 \times 0,0648}{1,0564 \times 10^{-4}} = 4,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,00795 (0,189 - 0,0648)}{1,0564 \times 10^{-4}} = 140,20 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 140,20 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(4,62 \times 10^{-4})}{0,3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,3(0,189 \times 4,62 \times 10^{-4})}{15(4,62 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,0731 \text{ m} = 7,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,3 \times 0,0731^3}{3} + 15 \times (4,62 \times 10^{-4})(0,189 - 0,0731)^2 = 1,3215 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,01144 \times 0,0731}{1,3215 \times 10^{-4}} = 6,32 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,01144 (0,189 - 0,0731)}{1,3215 \times 10^{-4}} = 150,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 150,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

V.3.7.2 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{26,46 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,189} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

V.3.7.3 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,2; \frac{21}{35}; \frac{30}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (1,2; 0,6; 3)$$

$$\phi_t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30cm \right) \text{ et } L=2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{21}{4}; 12 \times 1,2; 30cm \right)$$

$$S' \leq \min (5,25; 14,4; 30cm)$$

On prend $S' = 5 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 21 = 42cm$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10,5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,4 \text{ cm} \quad L_r = 1,4 \times 40 = 56 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \quad L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

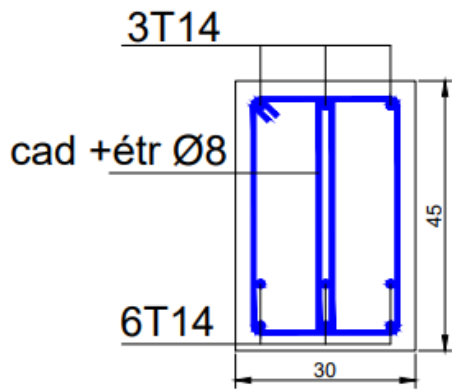
V.3.8 Tableau récapitulatif des poutres :

Tableau V.11: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres.

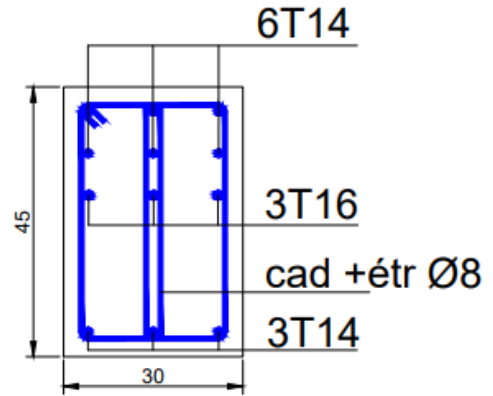
Élément	Niveau	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
		A_{min} (cm ²)	Travée		Appui		ϕ_t (mm)	S_t (cm)	S_t' (cm)
			A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{cal} (cm ²)	Choix			
P.P (30×45)	Tous	6,75	7,95	6T14 9,24	12,59	6T14+3T16 15,27	8	20	10
P.S (30×35)	Tous	5,25	5,31	5T12 5,65	6,98	5T14 7,70	8	15	7
P.S (30×45)	Tous	6,75	5,61	3T14+3T12 8,01	7,83	3T14+3T16 10,65	8	20	10
Bande noyer (30×21)	Tous	3,15	1,69	3T12 3,39	2,49	3T14 4,62	8	10	5

V.3.9 Schéma du ferrailage :

Poutre principale (30×45)

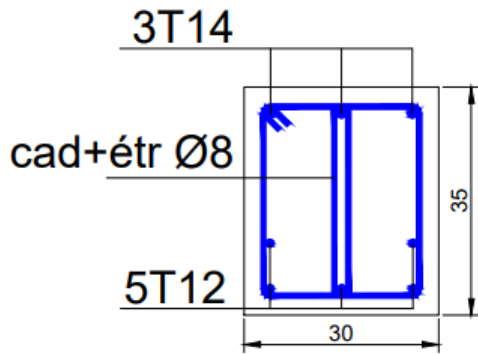


coupe en travée

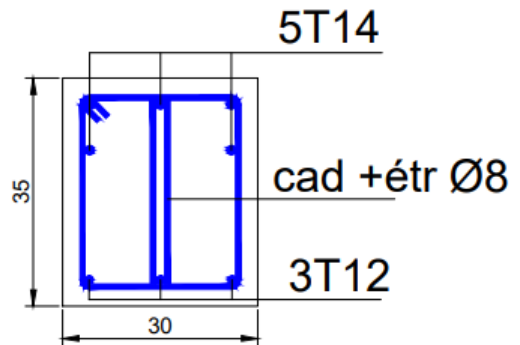


coupe en appui

Poutre secondaire (30×35)

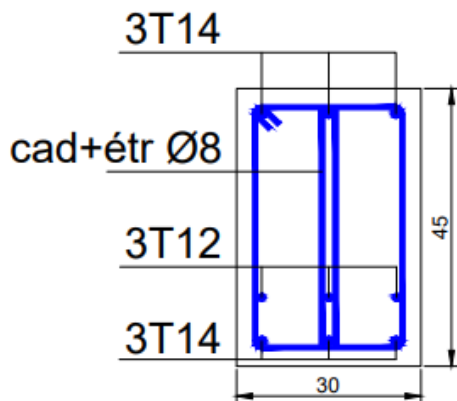


coupe en travée

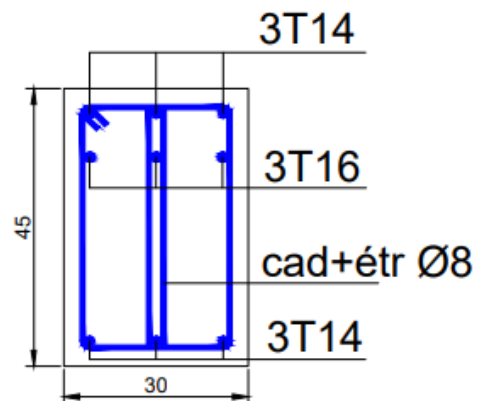


coupe en appui

Poutre secondaire (30×45)



coupe en travée



coupe en appui

Bande noyer (30×21)

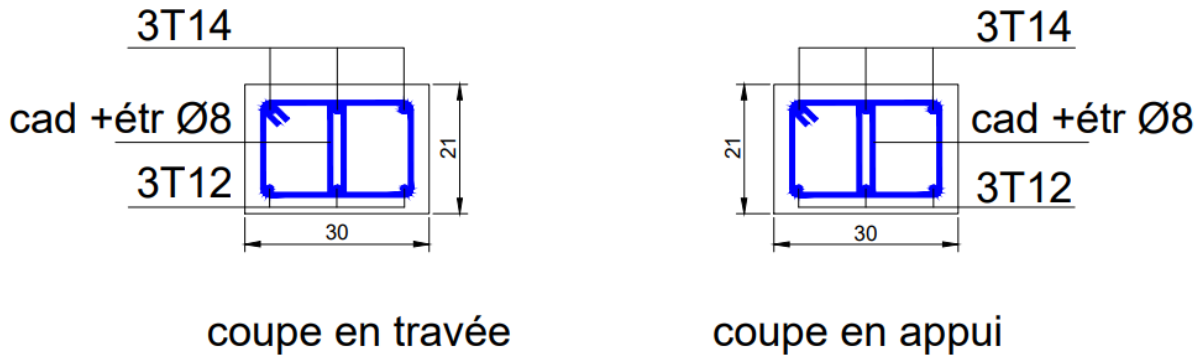


Figure V.3: Ferrailage des poutres.

V.4 Étude des voiles:

V.4.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Leur ferrailages sont composés d'armature verticales et d'armatures horizontales.

V.4.2 Combinaison des charges :

➤ Combinaisons fondamentales :

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

➤ Combinaisons accidentelles :

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

V.4.3 La disposition des voiles :

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

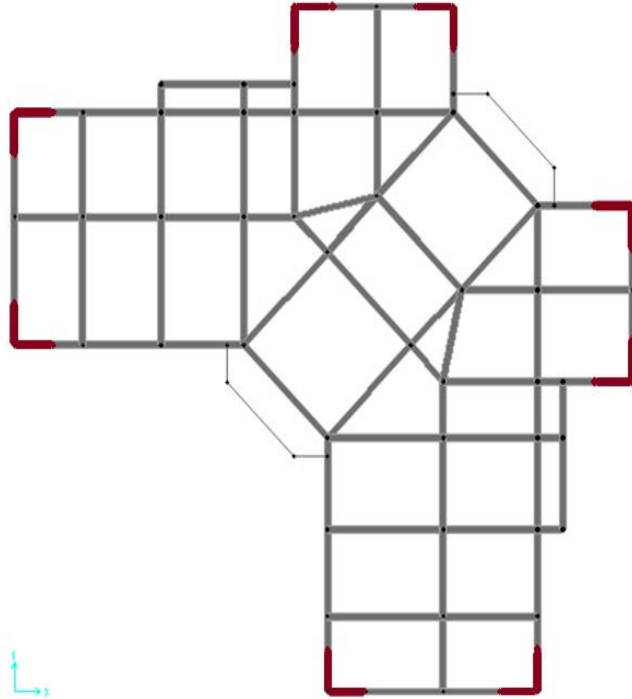


Figure V.4: Disposition des voiles.

V.4.4 Pré dimensionnement des voiles :

Tableau V.12: Les dimensions des voiles.

Niveaux	Epaisseur (cm)	Longueur (m)
tous	20	1,8

V.4.5 Calcul des voiles :

D'après le R.P.A.99V2003, le ferrailage des voiles doit respecter certaines conditions :

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales : $S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs des recouvrements doivent être égales à :

- $40 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.6 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

B : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue trois cas :

1^{er} Cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L$$

2^{ème} Cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale.

Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} Cas :

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.7 Vérification de la contrainte de cisaillement:

D'après RPA99/Version2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Ou: $\tau_b = \frac{V}{b_0 d}$ avec $\bar{V} = 1,4V$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \implies \bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5\text{MPa}.$$

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9 h

h : Hauteur totale de la section brute.

Tableau V.13: Vérification des voiles au cisaillement.

	V _{max} (KN/m)	τ _b (MPa)	τ̄ _b = 0,2 × f _{c28} (MPa)	observation
voile	2,26	0,017	5	C.V

V.4.8 Exemple de calcul :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande de section (0.2m×1ml).on prend comme un exemple de calcul le voile du RDC.

V.4.8.1 Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel **SAP2000**.

Tableau V.14: Sollicitations dans les voiles du RDC.

Combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN.m)	F22 (KN)	M22 (KN.m)	V_{max} (KN)
ELU	622,22	1,9423	124,44	0,3492	1,02
G + Q ± E (x ; y)	1511,74	6,5923	302,35	1,3185	2,26
0.8G ± E (x ; y)	1394,25	6,3554	278,85	1,2711	2,05

V.4.8.2 Armatures verticales :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1}{2} = 0,5\text{m}$$

$$I = \frac{a \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1^3}{12} = 0,0166\text{m}^4$$

$$B = a \times L = 0,2 \times 1 = 0,2\text{m}^2$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{1511,74}{0,2} + \frac{1,3185 \times 0,5}{0,0166} = 7598,41\text{KN/m}^2 > 0 \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{1511,74}{0,2} - \frac{1,3185 \times 0,5}{0,0166} = 7518,98\text{KN/m}^2 > 0 \end{cases}$$

Donc la section est entièrement comprimée (S.E.C)

La section du voile est entièrement comprimée, Pas de zone tendue, la zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA99/Version2003**.

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times l = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5T12 = 5,65 cm²/ml.

V.4.8.3 Armatures horizontales :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times a = 0,15\% \times 100 \times 20 = 3\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5T12 = 5,65 cm²/ml.

V.4.8.4 Diamètre max des armatures :

D'après le RPA, il faut que le diamètre $D \leq \frac{a}{10}$ (à l'exception des zones d'about).

Où :

$$a : \text{c'est l'épaisseur du voile } a = 20 \text{ cm} \Rightarrow D \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

V.4.8.5 Espacement:

D'après le RPA 99 version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}).$$

$$a = 20 \text{ cm} \Rightarrow S \leq \min (1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}). \Rightarrow S \leq 30\text{cm}.$$

On Adopte: $S = 20 \text{ cm}$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sa sera:

$$S = 20 \text{ cm} \Rightarrow S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement S' égal à 10 cm.

Tableau V.15: Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile.

	A_{min} (cm ² /ml)	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal	
		A choisie	St (cm)	A choisie	St (cm)
Voile (20 cm)	3	5T12	20	5T12	20
		5,65		5,65	

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 version 2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone I).

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_r = 1,2 \times 40 = 48 \text{ cm} ; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

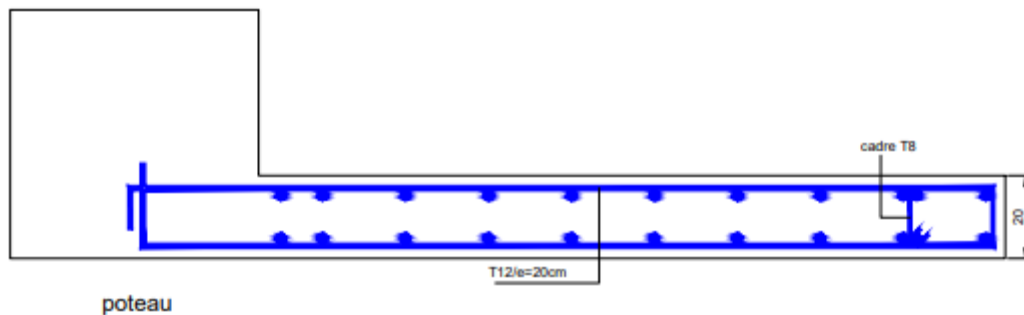


Figure V.5: dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

V.5 Conclusion :

Le calcul sismique a également permis de déterminer les efforts internes dans les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement. Dans cette partie, nous avons déterminé le ferrailage nécessaire des éléments structuraux pour assurer la sécurité et la stabilité de la structure sous l'effet d'un séisme.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction :

La fondation constitue la base d'un ouvrage, chargée de transférer efficacement les efforts de la superstructure vers le sol. Son objectif est de garantir un équilibre entre la pression exercée par les charges (résultant de la descente de charge de construction) et la capacité portante du sol (contrainte admissible).

VI.2 La stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent maintenir un équilibre sous l'action des sollicitations provenant à la fois de la superstructure et du sol.

Leur stabilité est essentielle, ce qui signifie qu'ils ne doivent pas engendrer de tassements excessifs. Bien que des tassements uniformes soient acceptables dans certaines limites, des tassements différentiels sont rarement compatibles avec l'intégrité de l'ouvrage.

VI.3 Choix de type de fondations :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise équivalent à 1,8bars, il est judicieux de prévoir, dans un premier temps, des fondations superficielles de type :

1. Semelle filante.
2. Radier général.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Type d'ouvrage à construire
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation
- Stabilité total des bâtiments.

D'après les données rassemblées du CTC, nous optons pour un radier général, comme système de fondation.

VI.4 Etude du radier:

Un radier est une dalle pleine, parfois renforcée par des nervures, qui forme l'ensemble des fondations d'un bâtiment (Fig. VI.1).

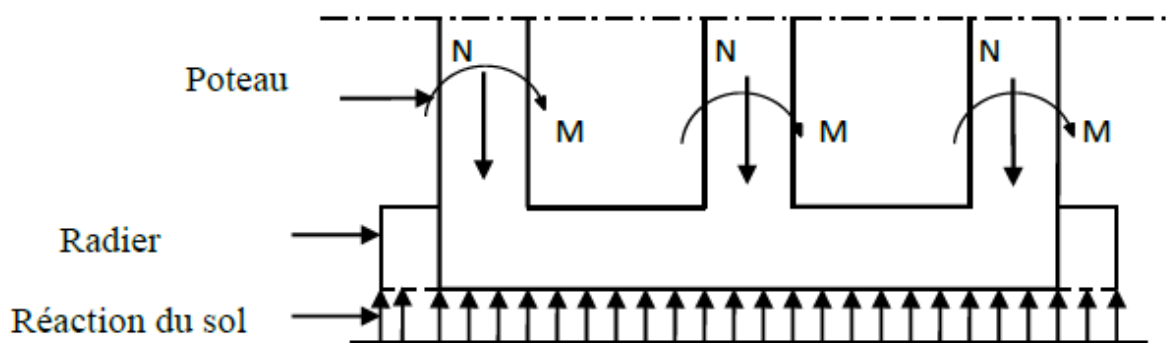


Figure VI.1: Schéma du Radier.[1]

VI.4.1 Prédimensionnement du radier:

➤ **La dalle :**

L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec : L_{max} : Distance maximale entre deux files successives.

$$\frac{L_{max}}{20} = \frac{545}{20} = 27,25cm$$

➤ **La nervure :**

L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54,5cm$$

Remarque : Plusieurs choix des dimensions ont été pris, et nous avons choisi celles qui ont vérifié les calculs, en utilisant le logiciel **SAFE**.

- On opte pour une hauteur de la nervure ($h_n = 120$ cm) et une largeur ($b_n = 80$ cm).

- On opte pour une hauteur du radier ($h_d = 75$ cm).

➤ **Calcul Débordement (D) :**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30cm\right)$$

$D \geq 60$ cm On adopte : $D = 60$ cm

On va adopter un débordement $D = 60$ cm qui sera réalisé seulement dans les cotées où il n'y a pas un voisinage.

VI.4.2 Vérification au poinçonnement:

D'après le **B.A.E.L**, La condition de non poinçonnement est vérifiée si:

$$N_u \leq 0,045 \times P_r \times h_n \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : L'effort normal du poteau le plus sollicité à l'état limite ultime.

h_n : Hauteur de la nervure.

P_r : Périmètre du centre cisailé.

$$N_u = 3.211MN$$

$$h_n = 120 \text{ cm}$$

$$P_r = 4 \times (a + h_n) = 4 \times (80 + 120) = 800cm$$

a : la largeur de la nervure

$$N_u \leq 0,045 \times P_r \times h_n \times \frac{25}{1,5} \Rightarrow 3,211 \leq 0,045 \times 8 \times 1,2 \times \frac{25}{1,5}$$

$$3,211MN \leq 7,2MN \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de poinçonnement.

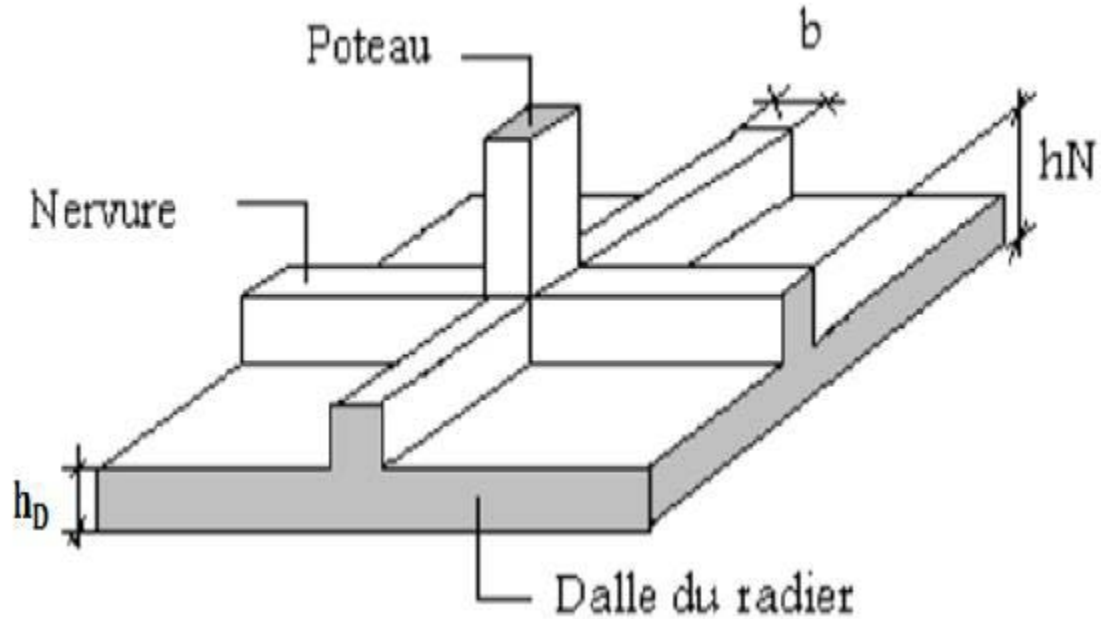


Figure VI.2: Radier général.[1]

VI.4.3 Vérification de la contrainte du sol :

➤ **Condition 1:**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

$$\sigma_{b2} = K \times Z_{min}$$

D'où : Z_{max} et Z_{min} déplacement maximal et minimal suivant axe Z

K: Coefficient de BALLAST.

$$K = 2 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$K = 2 \times 1,8 = 3,6 \text{ Kg/cm}^3$$

$$Z_{max} = 0,5662 \text{ cm}$$

$$Z_{min} = 0,2159 \text{ cm}$$

$$\sigma_{b1} = 3,6 \times Z_{max} = 3,6 \times 0,5662 = 2,03 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 3,6 \times Z_{min} = 3,6 \times 0,2159 = 0,77 \text{ bar}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 2,03 + 0,77}{4} = 1,71 \text{ bar} \leq 1,8 \text{ bar}$$

C.V

➤ **Condition 2:**

$$\sigma_{b2} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S}$$

D'où F_z réaction total de la structure à l'ELS obtenu par logiciel **SAP2000** ($F_z = 63767,201$ KN)

S : surface de radier, égale à $487,875 \text{ m}^2$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S} = \frac{63767,201 \times 10^2}{487,875 \times 10^4} = 1,30 \text{ bar}$$

$$\sigma_{b2} = 1,30 \text{ bar} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 1,8 \text{ bar}$$

C.V

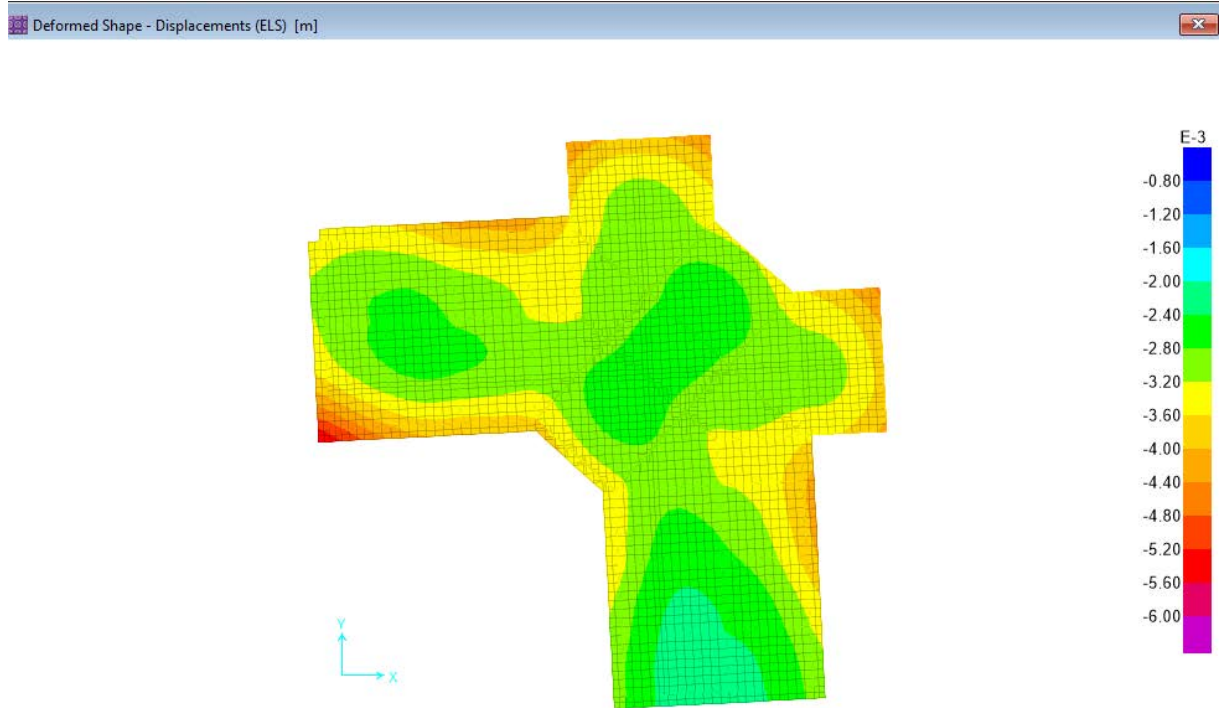


Figure VI.3: Le déplacement max du radier «SAFE ».

VI.4.4 Les différentes sollicitations:

On a obtenu les résultats suivants avec le logiciel **SAFE**:

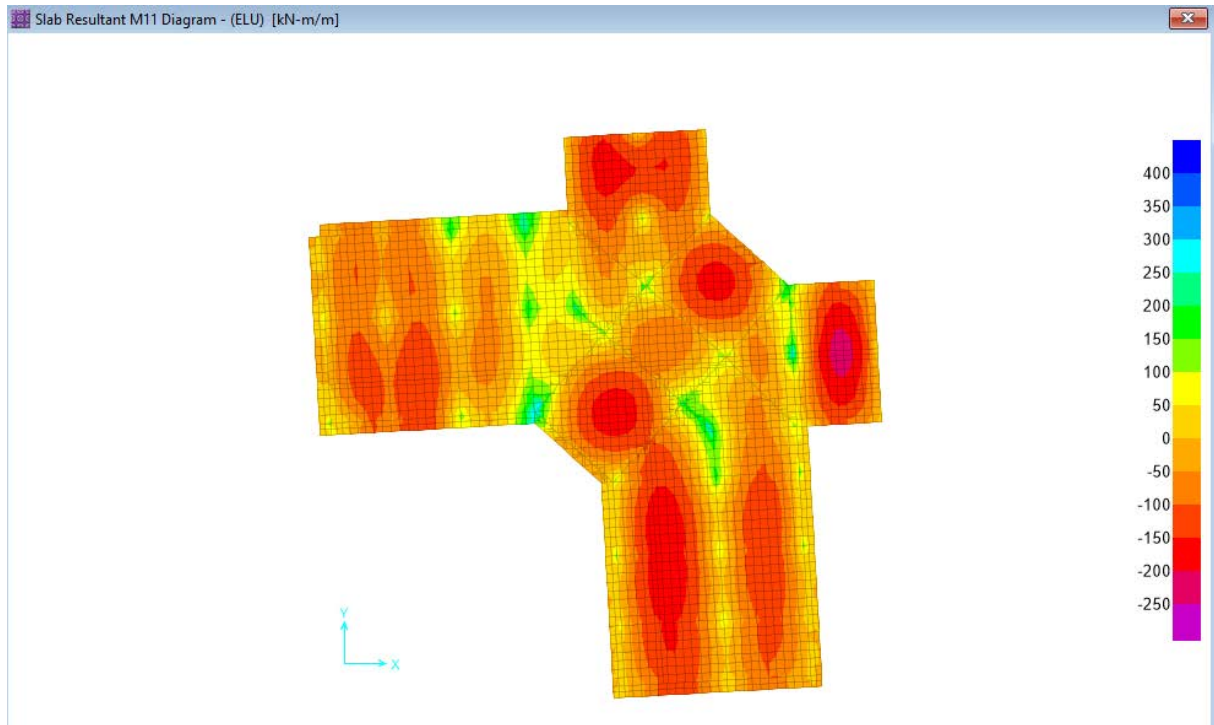


Figure VI.4: Moments M_{11} à ELU.

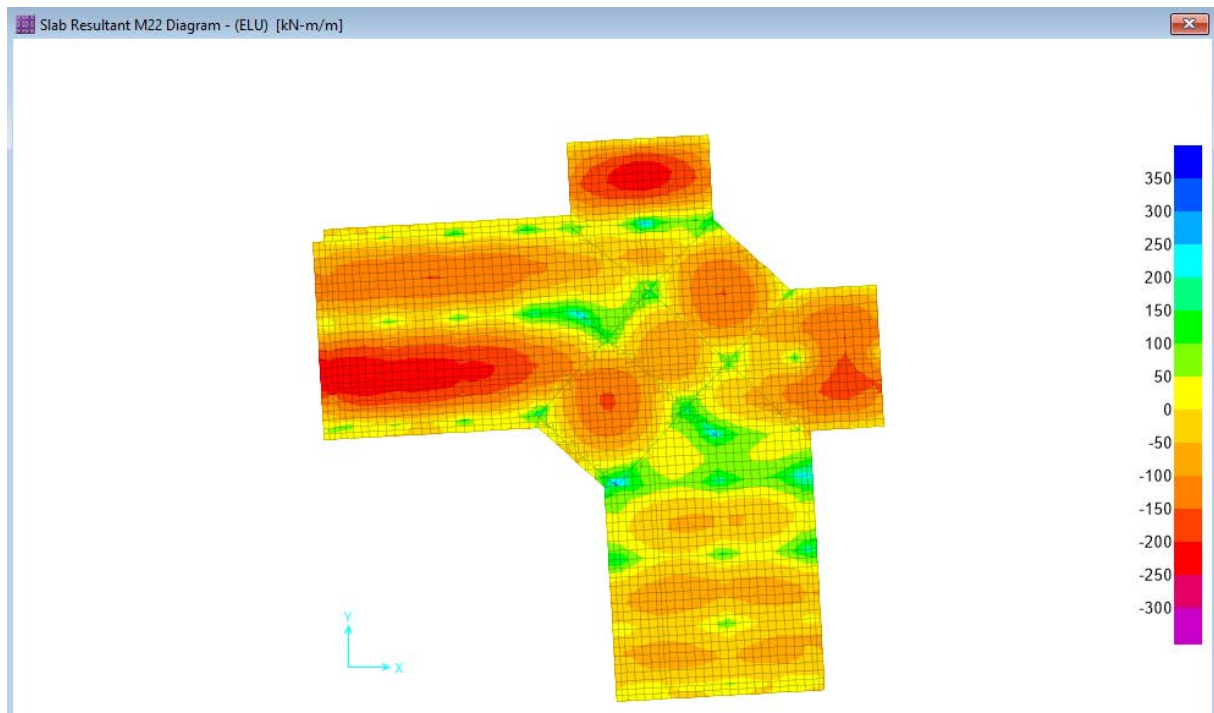


Figure VI.5: Moments M_{22} à ELU.

Tableau VI.1: les sollicitations de la dalle.

	ELU		ELS	
	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)	M_{11} (KN.m)	M_{22} (KN.m)
Appui	400,54	280,75	292,67	205,44
Travée	394,15	451,52	287,94	331,41

Tableau VI.2: Les sollicitations de la nervure.

	ELU		ELS	
	M (KN.m)	V (KN)	M (KN.m)	V (KN)
Appui	833,24	691,45	609,80	504,32
Travée	801,81		589,10	

VI.4.5 Ferrailage du radier:

Le ferrailage se fait en flexion simple avec une bande de 1 ml dans les deux directions, l'une suivant le sens X-X, et l'autre suivant le sens Y-Y.

VI.4.5.1 Ferrailage de la dalle :

On calcule pour une bande de 1ml

VI.4.5.1.1 ELU :

1. Dans le sens X-X:

➤ **En travée :**

$$M_u = 394,15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{394,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,061$$

$$\mu_u = 0,061 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) = 0,078$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,078) = 0,654 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{394,15 \times 10^{-3}}{0,654 \times 347,82} = 17,32 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 13T16 = 26,13 cm²

➤ **En appui :**

$$M_u = 400,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{400,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,062$$

$$\mu_u = 0,062 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,062}) = 0,080$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,080) = 0,653 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{400,54 \times 10^{-3}}{0,653 \times 347,82} = 17,63 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 13T16 = 26,13 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 75}{1000}; 0,23 \times 100 \times 67,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(7,5; 8,15) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} = 26,13 \text{ cm}^2 \geq 8,15 \text{ cm}^2$ **C.V**

2. Dans le sens Y-Y:

➤ **En travée :**

$$M_u = 451,52 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{451,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,070$$

$$\mu_u = 0,070 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,070}) = 0,090$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,090) = 0,650 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{451,52 \times 10^{-3}}{0,650 \times 347,82} = 19,97 \text{cm}^2$$

Le choix est de : 15T16 = 30,15 cm²

➤ **En appui :**

$$M_u = 280,75 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{280,75 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,043$$

$$\mu_u = 0,043 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,055$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,675(1 - 0,4 \times 0,055) = 0,660 \text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{280,75 \times 10^{-3}}{0,660 \times 347,82} = 12,22 \text{cm}^2$$

Le choix est de : 10T16 = 20,11 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 75}{1000}; 0,23 \times 100 \times 67,5 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(7,5; 8,15) \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 20,11 \text{cm}^2 \geq 8,15 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 100 \times 75 = 37,5 \text{cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{min}$$

Dans le sens X-X:

$$A_{st} + A_{sa} = 26,13 + 26,13 = 52,26 \text{cm}^2 > A_{min} = 37,5 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

Dans le sens Y-Y:

$$A_{st} + A_{sa} = 30,15 + 20,11 = 50,26 \text{cm}^2 > A_{min} = 37,5 \text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

VI.4.5.1.2 Vérification à l'ELS :

1. Dans le sens X-X:

➤ **En travée :**

$$M_s = 287,94 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(26,13 \times 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,675 \times 26,13 \times 10^{-4})}{15(26,13 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1941 \text{ m} = 19,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,1941^3}{3} + 15 \times (26,13 \times 10^{-4})(0,675 - 0,1941)^2 = 0,011 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,28794 \times 0,1941}{0,011} = 5,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,28794(0,675 - 0,1941)}{0,011} = 188,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 188,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ **En appui :**

$$M_s = 292,67 \text{ KN.m}$$

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(26,13 \times 10^{-4})}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 1(0,675 \times 26,13 \times 10^{-4})}{15(26,13 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,1941 \text{ m} = 19,41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{1 \times 0,1941^3}{3} + 15 \times (26,13 \times 10^{-4})(0,675 - 0,1941)^2 = 0,011 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,29267 \times 0,1941}{0,011} = 5,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,29267(0,675 - 0,1941)}{0,011} = 191,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 191,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position		M_s (MN.m)	A_{st} (cm ²)	X (cm)	I (m ⁴)	Béton		Acier	
						σ_{bc}	$\leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\leq \overline{\sigma}_{st}$
X-X	Travée	0,28794	26,13	19,41	0,011	5,08	15	188,82	201,63
	Appui	0,29267	26,13	19,41	0,011	5,16	15	191,92	201,63
Y-Y	Travée	0,33141	30,15	20,59	0,012	5,68	15	194,33	201,63
	Appui	0,20544	20,11	17,38	0,009	3,96	15	171,61	201,63

VI.4.5.1.3 Vérification au cisaillement :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 ; 4\text{MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

1. Dans le sens X-X:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{573,76 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 0,85\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,85\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

2. Dans le sens Y-Y:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{468,88 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 0,69\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,69\text{MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

➤ **Calcul de l'espacement :**

Selon **B.A.E.L91**: $S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0,9 \times 67,5; 40\text{cm})$

$$S_t \leq \min(60,75; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Récapitulation du ferrailage de la dalle.

Sens	Calculé		Adopter		A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
	A_{st} (travée) (cm ²)	A_{st} (appui) (cm ²)	A_{st} (travée) (cm ²)	A_{st} (appui) (cm ²)		
X-X	17,32	17,63	13T16 = 26,13	13T16 = 26,13	37,5	15
Y-Y	19,97	12,22	15T16 = 30,15	10T16 = 20,11	37,5	15

VI.4.5.2 Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.8×1.2) m²

VI.4.5.2.1 ELU :

➤ **En travée :**

$$M_u = 801,81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{801,81 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,060$$

$$\mu_u = 0,060 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,060}) = 0,077$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \times 0,077) = 1,046\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{801,81 \times 10^{-3}}{1,046 \times 347,82} = 22,03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est de : } 12\text{T}16 + 6\text{T}12 = 30,91 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_u = 833,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{833,24 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08^2 \times 14,17} = 0,063$$

$$\mu_u = 0,063 \quad \text{et} \quad \mu_R = 0,392$$

$$\mu_u \leq \mu_R \quad (\text{Section simple armature : } A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,063}) = 0,081$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,08(1 - 0,4 \times 0,081) = 1,045\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z\sigma_{st}} = \frac{833,24 \times 10^{-3}}{1,045 \times 347,82} = 22,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est de : } 12\text{T}16 + 8\text{T}12 = 33,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{80 \times 120}{1000}; 0,23 \times 80 \times 108 \times \frac{2,1}{400}\right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(9,6; 10,43) \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{st} = 30,91 \text{ cm}^2 \geq 10,43 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 V2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 80 \times 120 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} + A_{sa} > A_{min}$$

$$A_{st} + A_{sa} = 30,91 + 33,16 = 64,07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

VI.4.5.2.2 Vérification à l'ELS :

➤ **En travée :**

$$M_s = 589,10 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$x = \frac{n(A_{st} + A_{sc})}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st} + d'A_{sc})}{n(A_{st} + A_{sc})^2}} - 1 \right)$$

$$x = \frac{15(30,91 \times 10^{-4})}{0,8} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0,8(1,08 \times 30,91 \times 10^{-4})}{15(30,91 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0,3005 \text{ m} = 30,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA_{sc}(x - d')^2 + nA_{st}(d - x)^2$$

$$I = \frac{0,8 \times 0,3005^3}{3} + 15 \times (30,91 \times 10^{-4})(1,08 - 0,3005)^2 = 0,035 \text{ m}^4$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s x}{I} = \frac{0,58910 \times 0,3005}{0,035} = 5,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,05 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{nM_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 0,58910(1,08 - 0,3005)}{0,035} = 196,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Les contraintes dans le béton et dans les aciers.

Position	M_s (MN.m)	A_{st} (cm^2)	X (cm)	I (m^4)	Béton		Acier	
					σ_{bc}	$\leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\leq \overline{\sigma}_{st}$
Travée	0,58910	30,91	30,05	0,035	5,05	15	196,80	201,63
Appui	0,60980	33,16	30,95	0,037	5,10	15	190,48	201,63

VI.4.5.2.3 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{691,45 \times 10^{-3}}{0,8 \times 1,08} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

VI.4.5.2.4 Calcul de l'espacement :

D'après le RPA99V2003 (Zone I)

Zone nodale :

$$S' \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm} \right) \text{ et } L=2h$$

$$S' \leq \min \left(\frac{120}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S' \leq \min (30; 14,4; 30 \text{ cm})$$

On prend $S' = 15 \text{ cm}$

$$L=2h=2 \times 120 = 240 \text{ cm}$$

Zone courante:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

On prend $S = 30 \text{ cm}$

VI.4.5.2.5 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(1,2; \frac{120}{35}; \frac{80}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) = \min (1,2; 3,42; 8)$$

$$\phi_t \leq 1,2 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage de la nervure.

A_{min} (cm^2/ml)	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal		
	Travée		Appui		S_t (cm)	S_t' (cm)	ϕ_t (mm)
	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{choisi} (cm^2/ml)	$A_{calculé}$ (cm^2/ml)	A_{choisi} (cm^2/ml)			
48	22,03	12T16+6T12 = 30,91	22,92	12T16+8T12 = 33,16	30	15	8

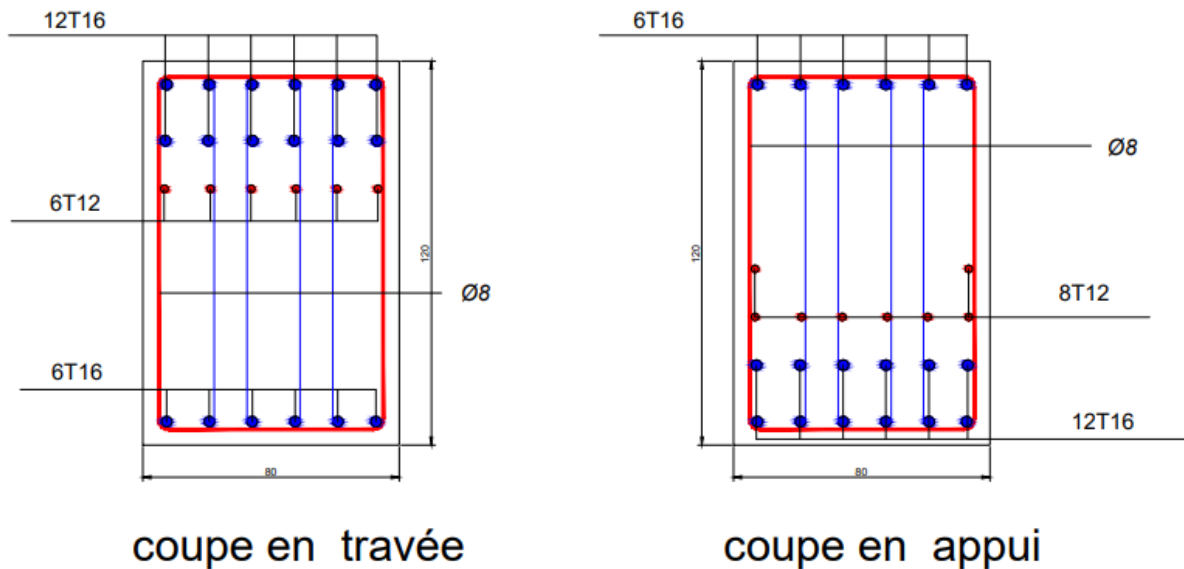


Figure VI.6 : Ferrailage des nervures.

VI.5 Conclusion :

Ce chapitre aborde l'étude des fondations sur radier général, en couvrant toutes les vérifications relatives au coffrage et au ferrailage.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude constitue une opportunité pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises au cours de sa formation universitaire. Cette expérience nous a également permis d'approfondir nos connaissances sur les différentes méthodes de calcul et d'analyses des structures en appliquant les règles techniques telles que le RPA 99/version 2003, BAEL 91, CBA93, ainsi que divers documents techniques tels que le DTR .BC2.2. De plus, nous avons pu nous familiariser avec l'utilisation de logiciels de calcul tels que SAP2000, SAFE2016, SOCOTEC, AUTOCAD, et autres.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à plusieurs conclusions :

- La modélisation devrait idéalement englober tous les éléments de la structure, qu'ils soient secondaires ou structuraux, pour obtenir un comportement similaire à la réalité.
- La stabilité de l'ensemble de l'ouvrage (superstructure) nécessite l'adoption d'un système de contreventement mixte, combinant des portiques et des voiles avec interaction.
- La disposition et la dimension des voiles jouent un rôle crucial dans le renforcement dynamique des structures.
- Dans l'étude des éléments porteurs, nous avons observé que les poteaux sont ferrailés selon le minimum requis par le RPA99.
- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel SAP2000 nous a permis d'effectuer des calculs tridimensionnels et dynamiques, facilitant ainsi l'analyse de la structure et se rapprochant davantage de la réalité, ce qui a également entraîné un gain de temps considérable.
- En raison de l'importance des charges transmises par la structure au sol, nous avons choisi de considérer l'infrastructure comme un radier nervuré pour assurer une bonne stabilité de la structure, en utilisant le logiciel SAFE2016.
- En conclusion, nous espérons que ce projet de fin d'étude soit réalisé de manière appropriée, et sera un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel.

Références bibliographiques

Règlements :

Le CBA93 (Code De Béton Armé).

Le RPA 99 révisée 2003 (Règlement Parasismique Algérien).

Le BAEL 91 révisée 99 (Béton Armé Aux Etats Limites).

DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges et Surcharges).

DTR-BC2.33.1 (Règles de Calculs des Fondations Superficielles).

Mémoire de fin d'études :

[1].ACHEK, Alaa addine; BAHLOULI, Feth-allah Zakaria;. (2021). ÉTUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT R+9 A BIRKHADEM ALGER. UNIVERSITE ABOU BEKR BEIKAID TLEMCEN.

[2].BENAZIZA, KAOUTER; SADJI, ZOULIKHA;. (2023). ETUDE D'UN BATIMENT R+8 EN BETON ARME. Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –.

[3].Tarfaya, Mohamed Abdellah; Kasser, Yahia;. (2023). Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation. Université Aboubakr Belkaïd– Tlemcen –.

[4].TRACHE, IMAD-EDDINE ; HOCINE, MERWANE;. (2021). Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation. Université de TLEMCEN.

[5].REZZOUG, HANANE NOUR EL HOUDA; HADJILA, SOUMIA;. (2020). ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT « 2 SOUS SOL + RDC + 9 ETAGES »EN BETON ARME. UNIVERSITE ABOU BEKR BEIKAID TLEMCEN.

[6].BENDAHMANE, Mohammed Ilyes; BERNAOUI, Oussama;. (2022). Etude d'un bâtiment R+8 en béton armé à usage d'habitation à Tlemcen. Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –.

Logiciels et programmes :

WORD 2007

Excel 2007

SAP2000 V14.2.4

SOCOTEC

MSE99

SAFE 2016

AUTOCAD 2013

Annexes

Annexe « A » : Les plans architecturaux

BLOC ANGLE R+9 N°06

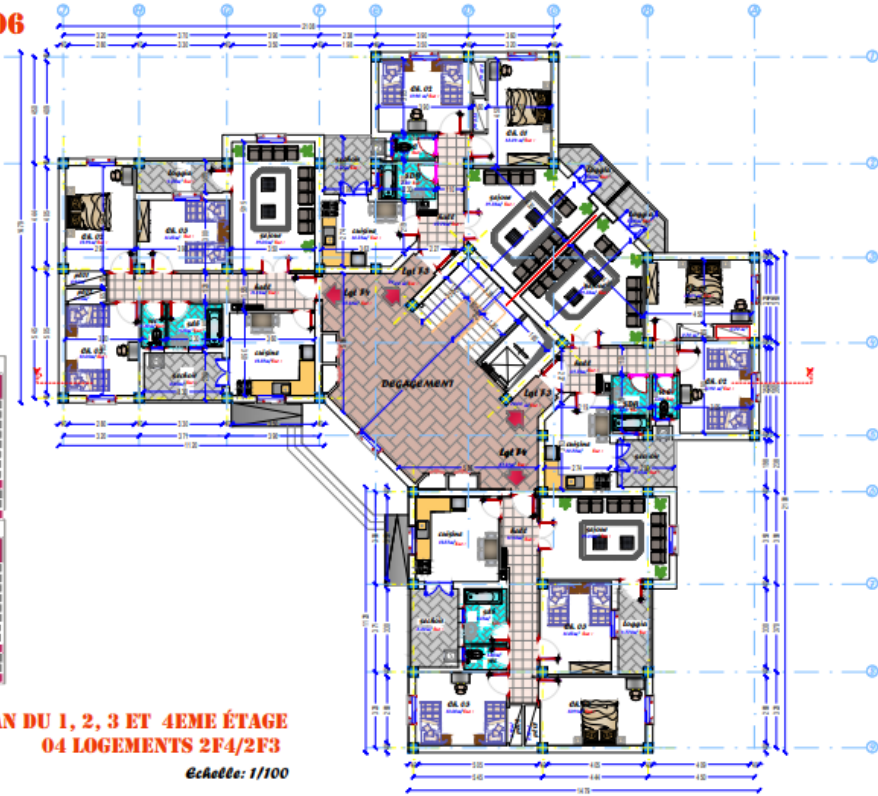
TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES BLOC ANGLE R+9

Désignation	Nombre	Surface (Prog)(m²)	Surface (Programme)(m²)
Foyer	01	10,74	10,74
Ascenseur	01	11,00	11,00
Passerelle des escaliers	01	11,00	11,00
Loggia	01	12,54	12,54
Loggia	01	8,30	8,30
Loggia	01	8,29	8,29
Surface de circulation	01	7,77	7,77
Surface de circulation	01	18,22	18,22
Surface habitable	01	10,00	10,00
Surface	01	5,74	5,74
Surface	01	1,63	1,63
Surface utile	01	60,74	60,00

Désignation	Nombre	Surface (Prog)(m²)	Surface (Programme)(m²)
Foyer	01	11,25	11,25
Ascenseur	01	11,00	11,00
Passerelle des escaliers	01	11,00	11,00
Loggia	01	11,00	11,00
Loggia	01	7,50	7,50
Loggia	01	8,11	8,11
Surface de circulation	01	11,22	11,22
Surface de circulation	01	18,22	18,22
Surface habitable	01	10,00	10,00
Surface	01	6,00	6,00
Surface	01	4,70	4,70
Surface utile	01	64,77	64,00

**PLAN DU 1, 2, 3 ET 4EME ÉTAGE
04 LOGEMENTS 2F4/2F3**

Echelle: 1/100



BLOC ANGLE R+9 N°06

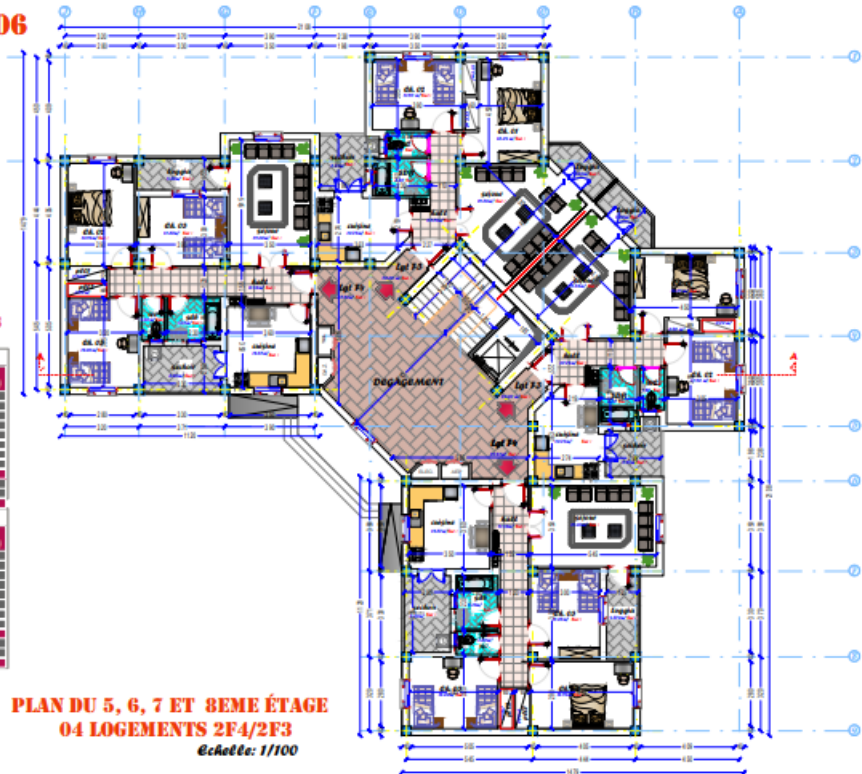
TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES BLOC ANGLE R+9

Désignation	Nombre	Surface (Prog)(m²)	Surface (Programme)(m²)
Foyer	01	10,74	10,74
Ascenseur	01	11,00	11,00
Passerelle des escaliers	01	11,00	11,00
Loggia	01	12,54	12,54
Loggia	01	8,30	8,30
Loggia	01	8,29	8,29
Surface de circulation	01	7,77	7,77
Surface de circulation	01	18,22	18,22
Surface habitable	01	10,00	10,00
Surface	01	5,74	5,74
Surface	01	1,63	1,63
Surface utile	01	60,74	60,00

Désignation	Nombre	Surface (Prog)(m²)	Surface (Programme)(m²)
Foyer	01	11,25	11,25
Ascenseur	01	11,00	11,00
Passerelle des escaliers	01	11,00	11,00
Loggia	01	11,00	11,00
Loggia	01	7,50	7,50
Loggia	01	8,11	8,11
Surface de circulation	01	11,22	11,22
Surface de circulation	01	18,22	18,22
Surface habitable	01	10,00	10,00
Surface	01	6,00	6,00
Surface	01	4,70	4,70
Surface utile	01	64,77	64,00

**PLAN DU 5, 6, 7 ET 8EME ÉTAGE
04 LOGEMENTS 2F4/2F3**

Echelle: 1/100

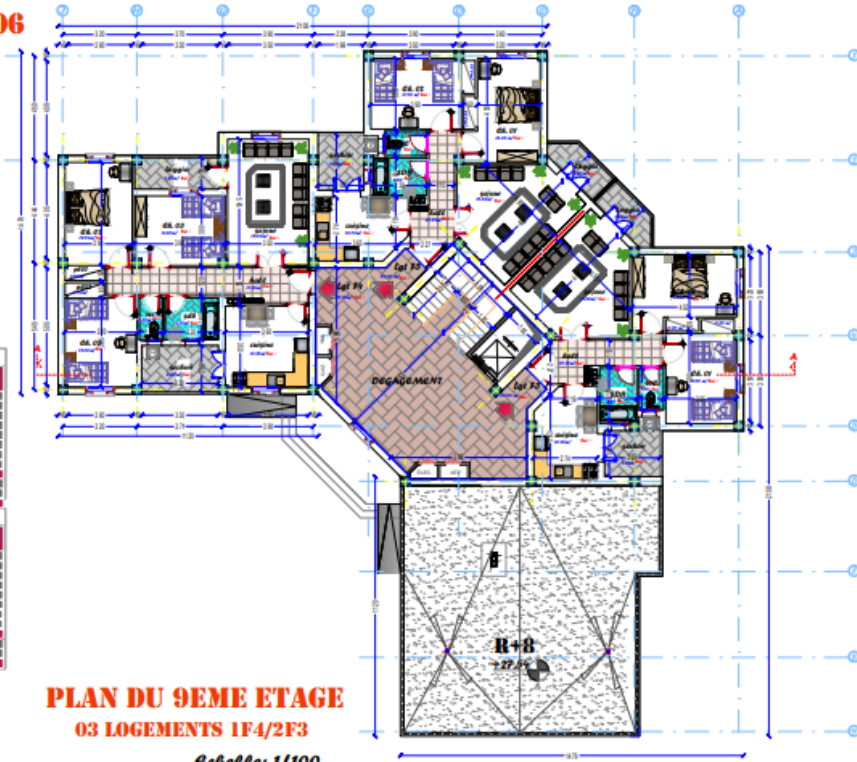


BLOC ANGLE R+9 N°06

**TABLEAU COMPARATIF DES SURFACES
BLOC ANGLE R+9**

Désignation	Symbole	Surface (Projet/m²)	Surface (Pratiquée/m²)
Foyer	01	10,71	11,21
Balcon	02	18,00	17,14
Faïence des cuisines	03	13,12	12,26
Salle	04	14,40	13,54
S.C.P.	05	1,80	1,70
Sanitaires	06	10,50	10,00
Surface habitable	07	70,10	67,10
Surface	08	7,74	7,20
Surface	09	1,00	1,00
Surface autor	10	10,00	10,00
Total		121,57	116,11

Désignation	Symbole	Surface (Projet/m²)	Surface (Pratiquée/m²)
Foyer	01	7,57	7,77
Balcon	02	18,00	17,14
Faïence des cuisines	03	14,27	13,26
Salle	04	14,00	13,54
S.C.P.	05	1,80	1,70
Sanitaires	06	11,50	11,00
Surface habitable	07	68,14	65,31
Surface	08	4,50	4,00
Surface	09	1,00	1,00
Surface autor	10	10,00	10,00
Total		126,74	120,31



**PLAN DU 9EME ETAGE
03 LOGEMENTS 1F4/2F3**

Echelle: 1/100



Echelle: 1/100

COUPE A / A



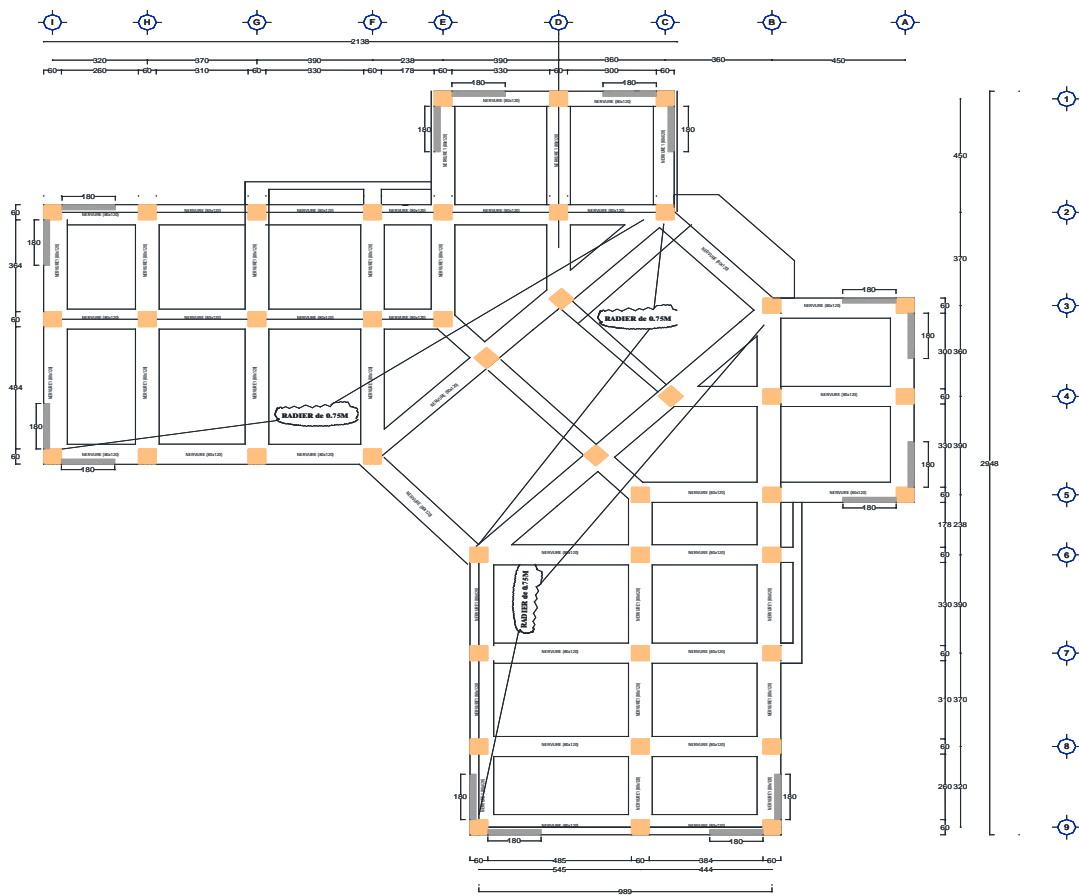
FAÇADE PRINCIPALE



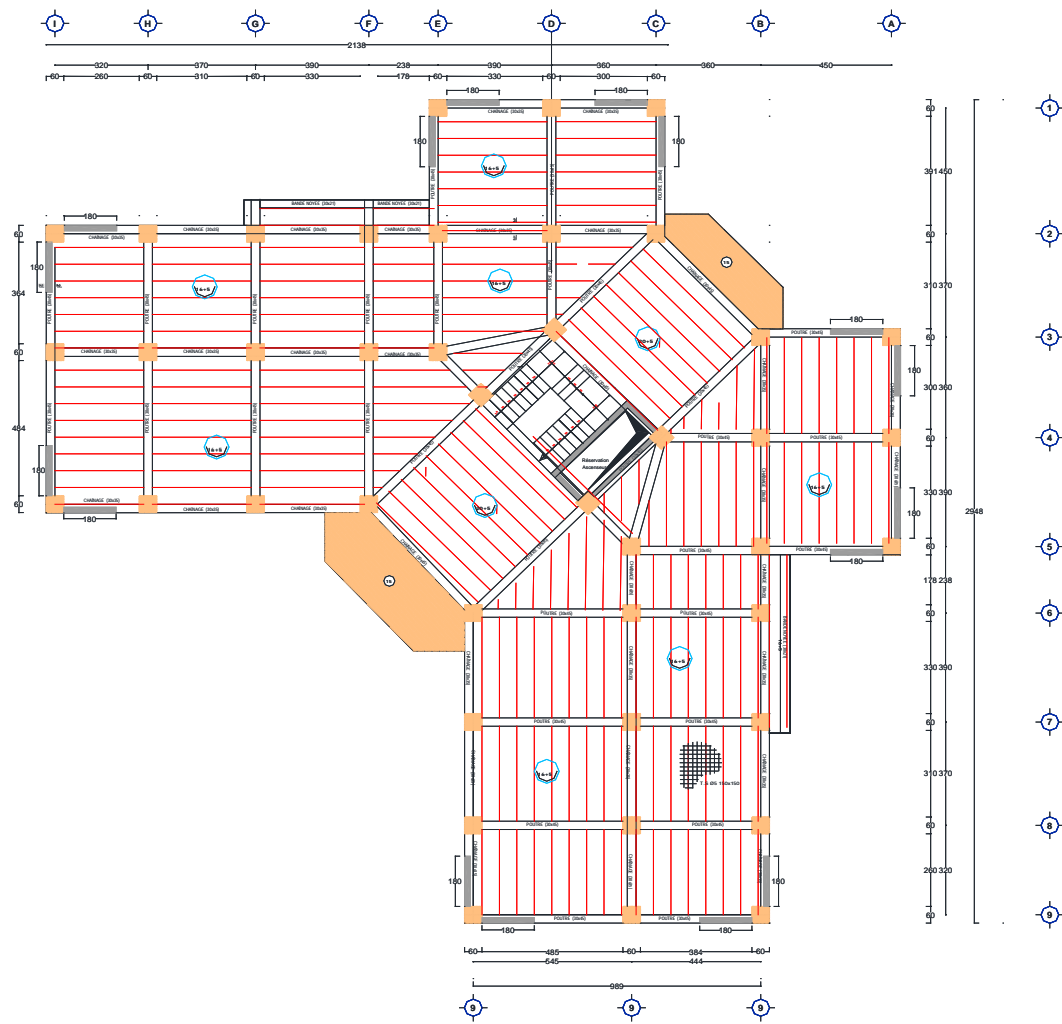
FAÇADE POSTÉRIEURE

Annexe « B »: Les plans de génie civil

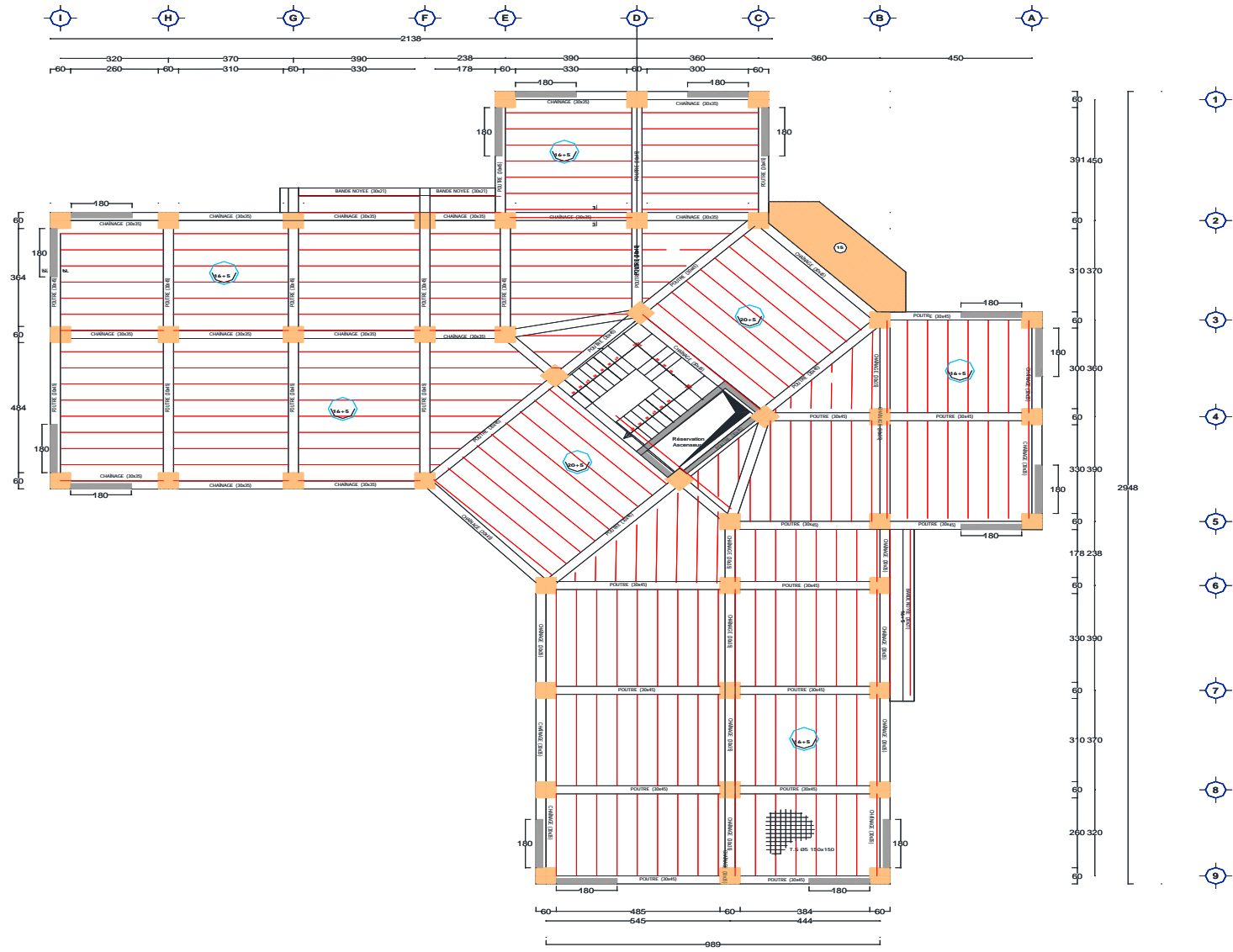
COFF.FERR FONDATION



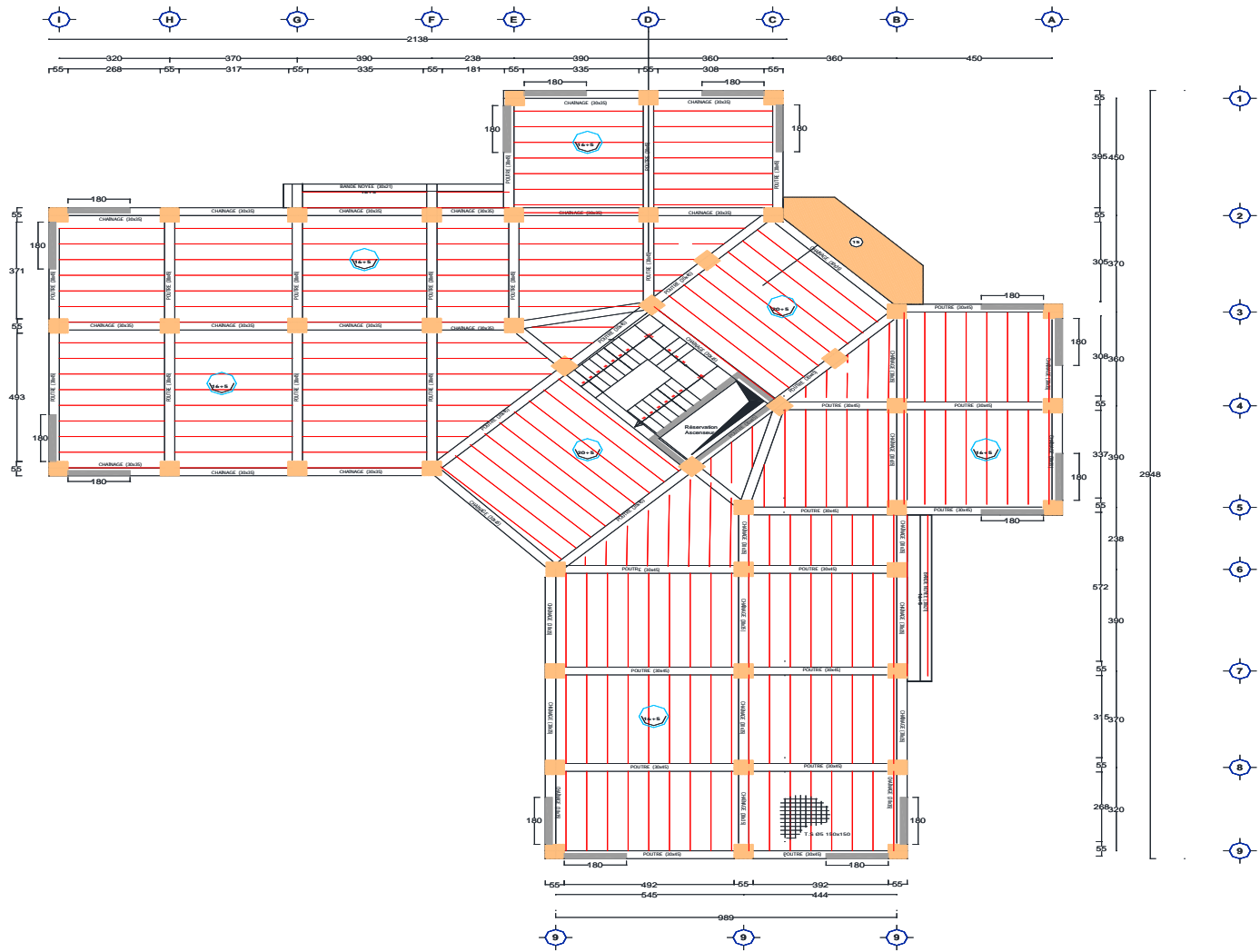
PLANCHER HAUT RDC (+3.06)



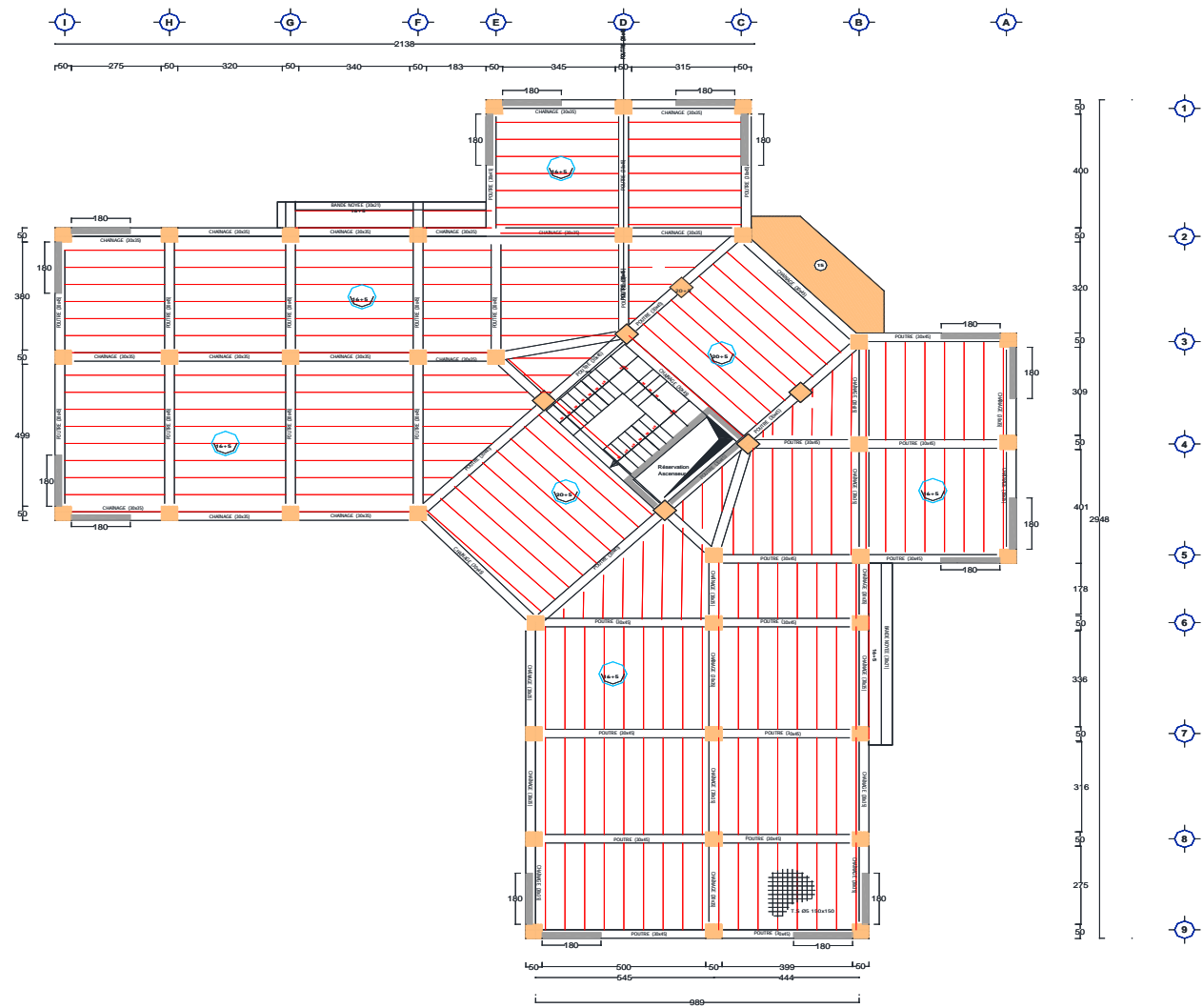
PLANCHER 1 ER ETAGE(+6.12)



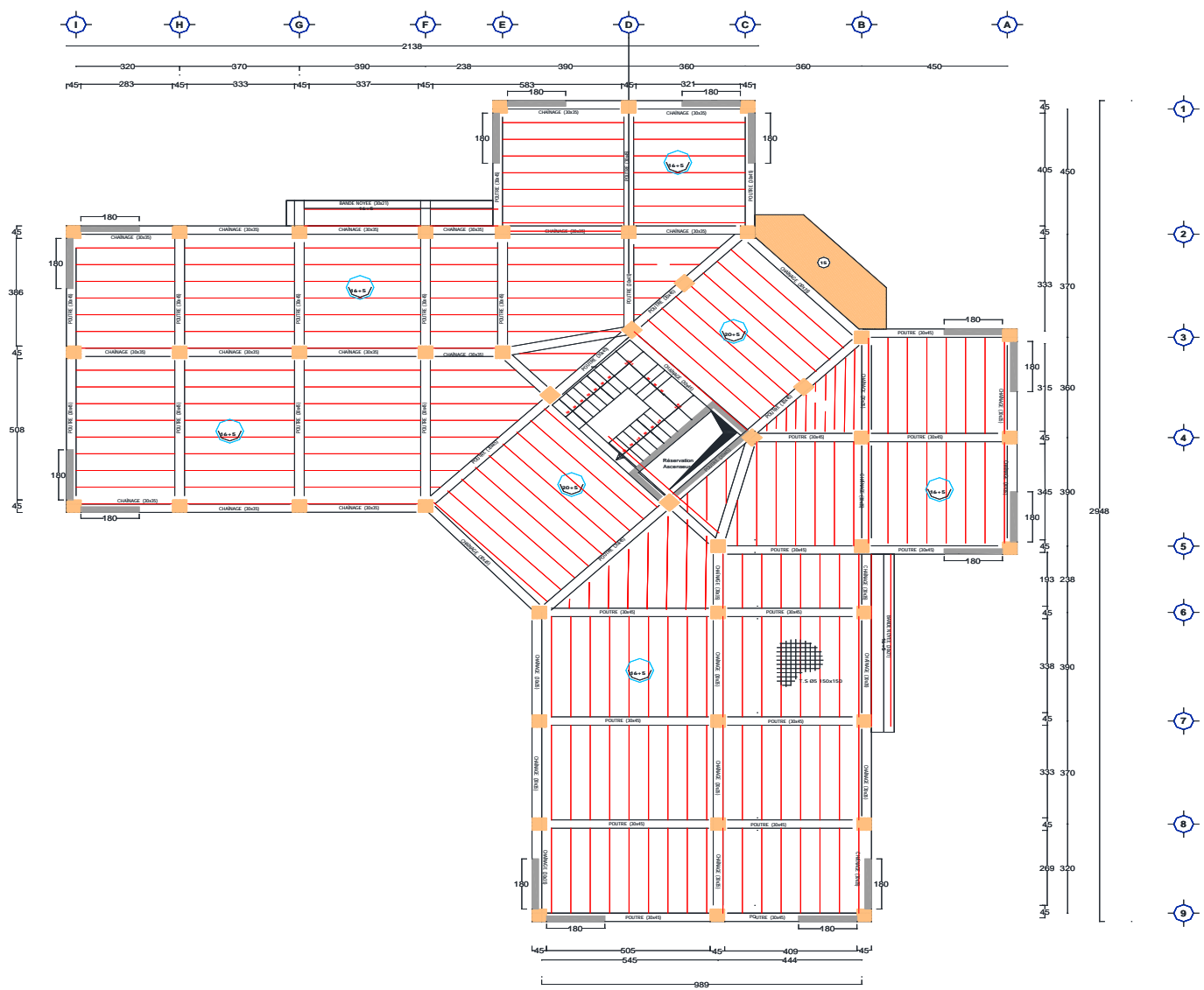
PLANCHER 2EME & 3EME ETAGE (+9.18 ; 12.24)



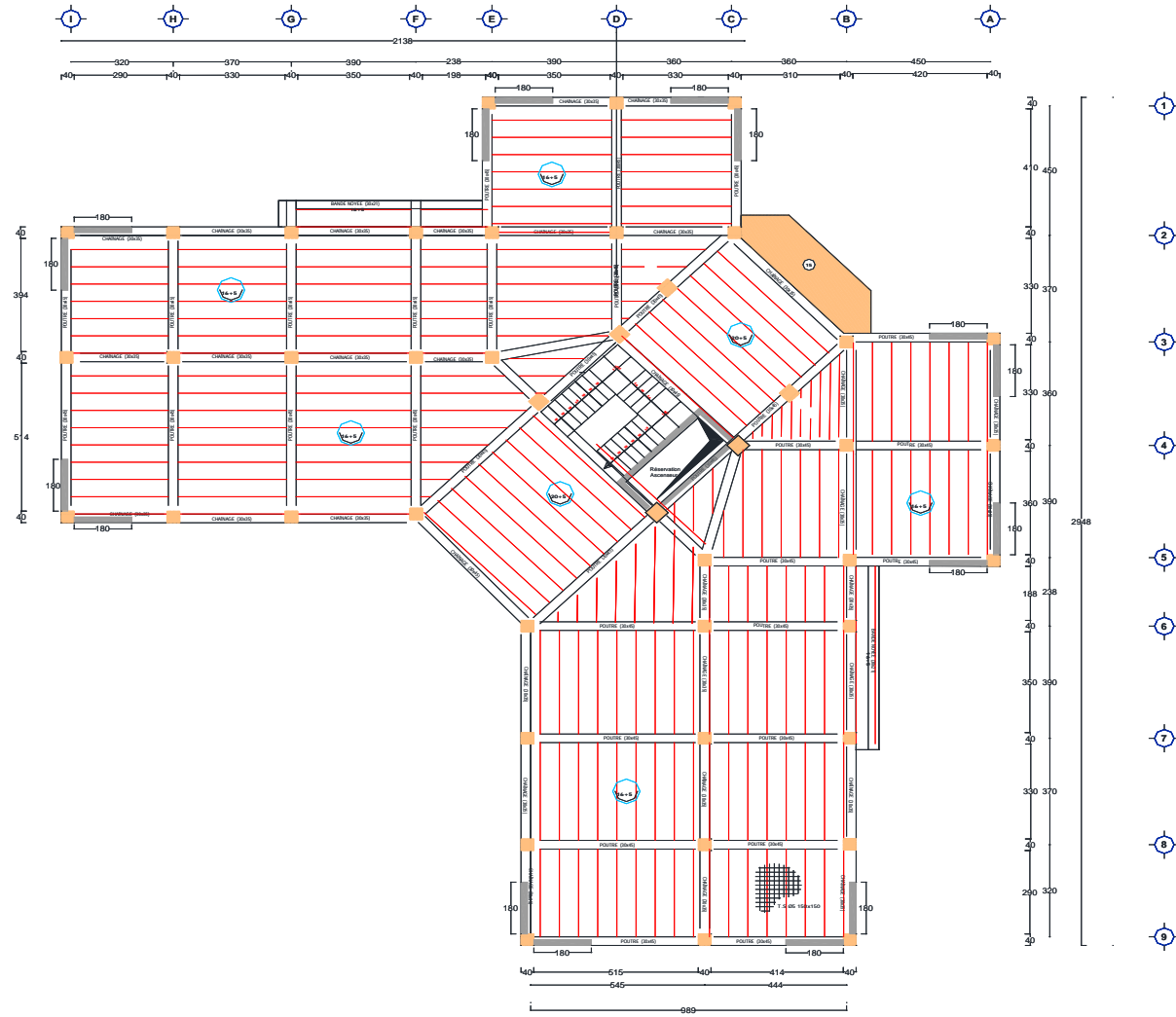
PLANCHER 4EME & 5EME ETAGE (+15.30 ; 18.36)



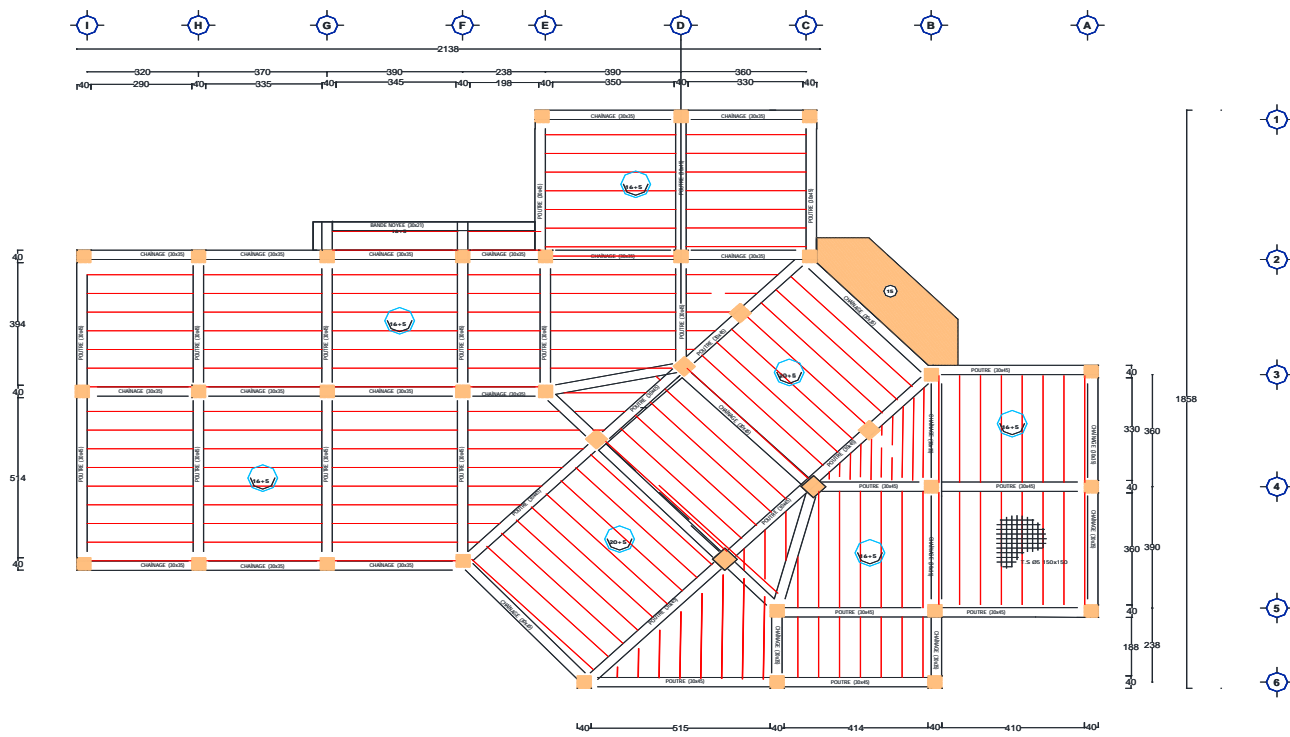
PLANCHER 6EME & 7EME ETAGE (+21.42 ; 24.48)



PLANCHER 8EME (+27.54)



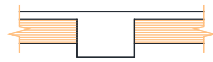
PLANCHER TERRASSE (+30.60)



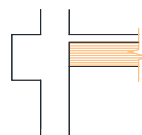
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



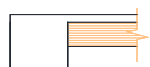
COUPE 4-4



COUPE 5-5

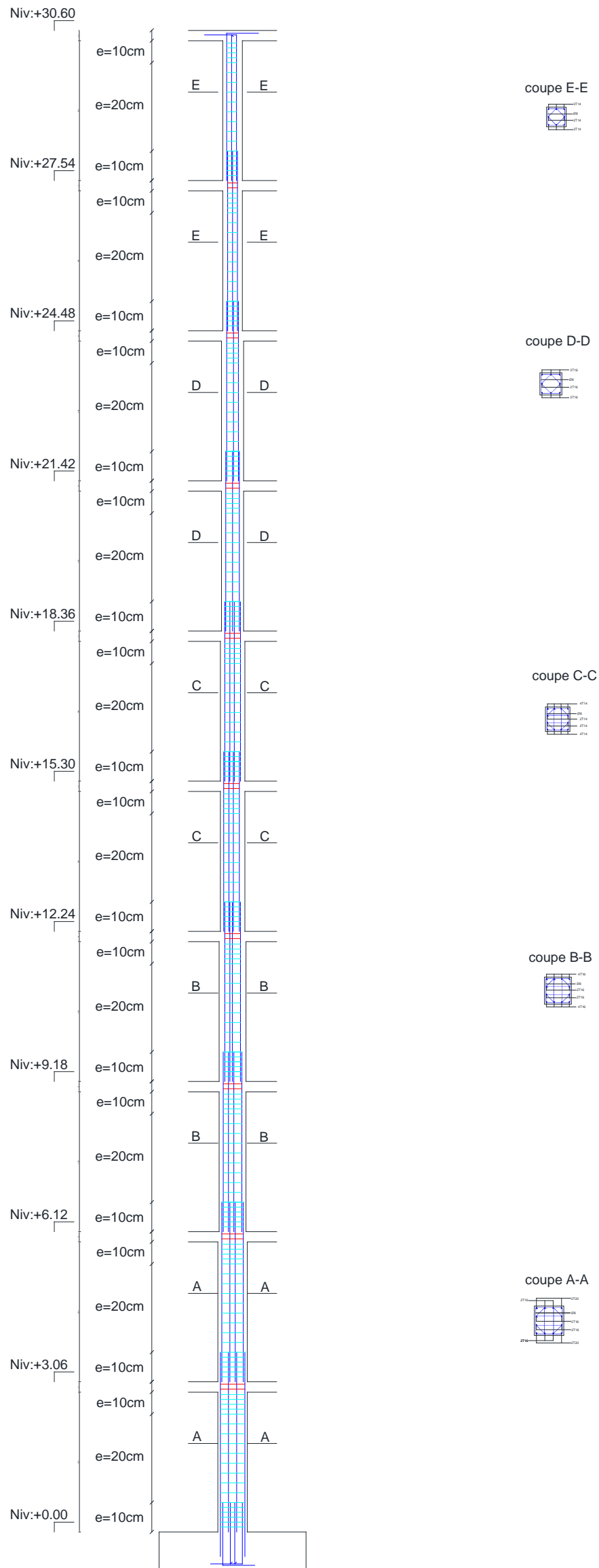


COUPE 6-6



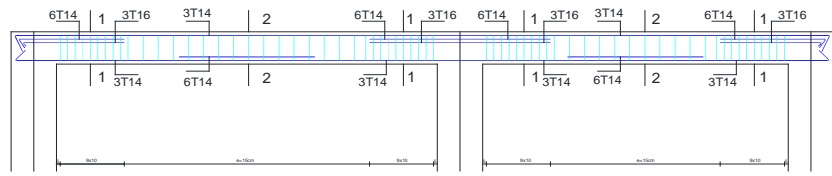
COUPE 7-7



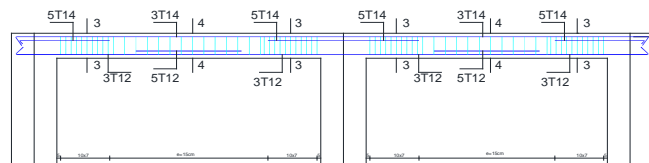


ferrailage des poteaux

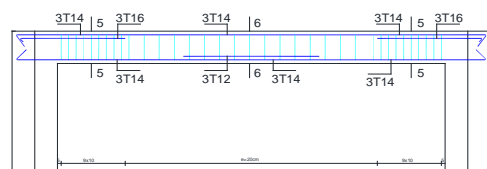
FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X45)cm



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30X35)cm

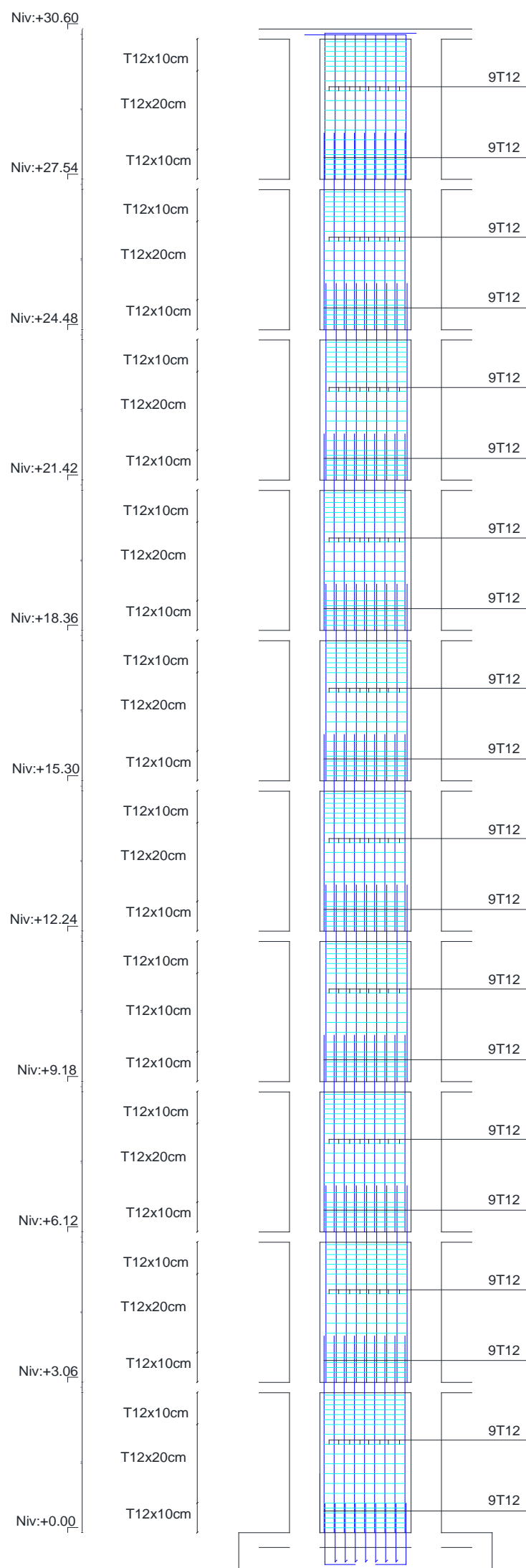


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30X45)cm



FERRAILLAGE DES BANDES NOYERS (30X21)cm





Ferrailage des voiles
(20 cm x 1,8ml)